

Volume 10, Number 1

February, 2017

ISSN 1983-4195



Contents

Economic viability of ultra high-performance fiber reinforced concrete in prestressed concrete wind towers to support a 5 MW turbine

P. V. C. N. GAMA and T. N. BITTENCOURT

Influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams

G. SAVARIS and R. C. A. PINTO

Numerical analysis of nonlinear behavior of steel concrete composite structures

Í. J. M. LEMES, A. R. D. SILVA, R. A. M. SILVEIRA,
P. A. S. ROCHA

Tools for assessing damage in concrete affected by AAR coming from fine and coarse aggregates

L. F. M. SANCHEZ, B. FOURNIER, M. JOLIN,
J. BASTIEN and D. MITCHELL

Cement blocks with EVA waste for extensive modular green roof: contribution of components in thermal insulation

A. B. de MELO and T. N. M. MENDONÇA

Adherence between steel bars and lightweight concrete with EPS beads

A. L. SARTORI, L. M. PINHEIRO, R. M. DA SILVA,
S. B. FREITAS and T. G. CESAR

Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement

M. S. SAMORA, A. C. DOS SANTOS, L. M. TRAUTWEIN
and M. G. MARQUES

Intumescent paint as fire protection coating

B. F. ROCHA and M. SCHULZ

Skew decks in reinforced concrete bridges

R. B. R.S. OLIVEIRA, A. L. MORENO JUNIOR
and L. C. M. VIEIRA

Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006

R. PIERALISI and R. D. MACHADO

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000100001>

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)
- 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 Hasparyk
(Former Editor, FURNAS,
Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Osvaldo Luís Manzoli
(UNESP, Bauru, SP, Brazil)
- Paulo Helene
(Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Paulo Monteiro
(Berkeley, University of California,
Berkeley, CA, USA)
- P.K. Mehta
(Berkeley, University of California,
Berkeley, CA, USA)
- Pedro Castro Borges
(CINVESTAV, México, D.F., México)
- Romilde Almeida de Oliveira
(Universidade Católica de Pernambuco,
Recife, PE, Brazil)
- Romildo Dias Toledo Filho
(Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ,
Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes
(UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt
(Former Editor, FURNAS,
Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Vladimir Antonio Paulon
(UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

Reviewers

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

With this issue (Volume 10, Number 1) we are opening the tenth volume of the IBRACON Structures and Materials Journal, with ten articles on concrete structures and materials. The first article discusses the economic viability of ultra-high performance fiber reinforced concrete applied to a wind tower for a 5 MW turbine. The second article deals with the influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams. A numerical analysis of steel-concrete composite structures with nonlinear behavior is the topic of the third article. Tools to evaluate damage in concrete affected by alkali-aggregate reaction are described in the fourth article. The next article draws on the thermal insulation capacity of blocks with EVA waste for green roofs. Adherence between steel bars and lightweight concrete with EPS beads is analyzed in the sixth article. The seventh article presents an experimental analysis to evaluate the concrete contribution to the shear strength in beams without shear reinforcement. The eighth article reports an investigation on reinforced concrete plates and shells with skew reinforcement whose directions are not aligned with the principal internal forces. The ninth article is a compendium on intumescent paint and its main features regarding chemical composition, thermophysical properties and performance as a fire-retardant material. This issue closes with an article on recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006.

All articles in this issue result from original researches, and were evaluated by reviewers with recognized competence in the corresponding areas.

We are pleased to announce that the IBRACON Structures and Materials Journal has been classified as B1 by CAPES/QUALIS. We acknowledge the dedication of all the community, authors, reviewers and readers, for this important achievement.

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, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto and Túlio Nogueira Bittencourt, Editors

Com este número (Volume 10, Número 1), estamos iniciando o décimo volume da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, com dez artigos sobre materiais e estruturas de concreto. O primeiro artigo discute a viabilidade econômica do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras aplicado a uma torre eólica para uma turbina de 5 MW. O segundo artigo trata da influência do agregado grãoúdo sobre a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto auto-adensável. Uma análise numérica de estruturas mistas de aço e concreto com comportamento não-linear é o tema do terceiro artigo. Ferramentas para avaliar danos no concreto afetado pela reação álcali-agregado são descritas no quarto artigo. O artigo seguinte descreve investigação sobre a capacidade de isolamento térmico de blocos com resíduos EVA para telhados verdes. A aderência entre barras de aço e concreto leve com grânulos EPS é analisada no sexto artigo. O sétimo artigo apresenta uma análise experimental para avaliar a contribuição do concreto para a resistência ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal. O oitavo artigo relata uma investigação sobre o dimensionamento de estruturas laminares de concreto com armaduras esconsas e oblíquas em relação às solicitações. O nono artigo é um compêndio sobre tinta intumescente e suas principais características quanto à composição química, propriedades termofísicas e desempenho como um material retardador de fogo. Este número encerra com um artigo sobre recomendações para o cálculo da conexão entre pilar e fundação por meio de cálice segundo a ABNT NBR 9062: 2006.

Todos os artigos desta edição resultam de pesquisas originais e foram avaliados por revisores com reconhecida competência nas áreas correspondentes.

Temos a satisfação de anunciar que a Revista IBRACON de Estruturas e Materiais foi classificada como B1 pela CAPES / QUALIS. Agradecemos a dedicação de toda a comunidade, autores, revisores e leitores, por esta importante conquista.

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, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto e Túlio Nogueira Bittencourt, Editores



Cover: POWER-HOUSE, UHE BELO MONTE

Courtesy: V. S. YAMASHIRO, LONDRINA, PR, BRAZIL



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)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

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

Volume 10, Number 1

February 2017

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Economic viability of ultra high-performance fiber reinforced concrete in prestressed concrete wind towers to support a 5 MW turbine

P. V. C. N. GAMA AND T. N. BITTENCOURT

1

Influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams

G. SAVARIS and R. C. A. PINTO

30

Numerical analysis of nonlinear behavior of steel concrete composite structures

Í. J. M. LEMES, A. R. D. SILVA, R. A. M. SILVEIRA and P. A. S. ROCHA

53

Tools for assessing damage in concrete affected by AAR coming from fine and coarse aggregates

L. F. M. SANCHEZ, B. FOURNIER, M. JOLIN and J. BASTIEN AND D. MITCHELL

84

Cement blocks with EVA waste for extensive modular green roof: contribution of components in thermal insulation

A. B. DE MELO and T. N. M. MENDONÇA

92

Adherence between steel bars and lightweight concrete with EPS beads

A. L. SARTORI, L. M. PINHEIRO, R. M. DA SILVA, S. B. FREITAS and T. G. CESAR

122

Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement

M. S. SAMORA, A. C. DOS SANTOS, L. M. TRAUTWEIN and M. G. MARQUES

160

Intumescent paint as fire protection coating

B. F. ROCHA AND M. SCHULZ

192

Skew decks in reinforced concrete bridges

R. B. R.S. OLIVEIRA, A. L. MORENO JUNIOR and L. C. M. VIEIRA

220

Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006

R. PIERALISI and R. D. MACHADO

244

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

São Paulo, SP –Brasil CEP: 05542-120

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

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

Aviso Legal

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

Diretoria

Diretoria Biênio 2015/2017

Diretor Presidente Julio Timerman

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

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

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras
Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 2º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 1º Secretário
Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Nelson Covas

Diretor de Marketing
Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Eventos
Bernardo Tutikian

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

Diretor Técnico
Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Helene

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Eduardo Barros Millen

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Conselho Diretor Biênio 2015/2017

Sócios Titulares Individuais

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

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

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

Conselheiros Permanentes

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

Economic viability of ultra high-performance fiber reinforced concrete in prestressed concrete wind towers to support a 5 MW turbine

Viabilidade econômica do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras aplicado em torres eólicas de concreto protendido para sustentação de uma turbina de 5 MW

P. V. C. N. GAMA^a
calmon@usp.br

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

Abstract

The Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete is a material with remarkable mechanical properties and durability when compared to conventional and high performance concrete, which allows its use even without the reinforcement. This paper proposes the design of prestressed towers for a 5 MW turbine, through regulatory provisions and the limit states method, with UHPFRC and the concrete class C50, comparing the differences obtained in the design by parametric analysis, giving the advantages and disadvantages of using this new type of concrete. Important considerations, simplifications and notes are made to the calculation process, as well as in obtaining the prestressing and passive longitudinal and passive transverse reinforcement, highlighting the shear strength of annular sections comparing a model proposed here with recent experimental results present in the literature, which was obtained good agreement. In the end, it is estimated a first value within the constraints here made to ensure the economic viability of the use of UHPFRC in a 100 m prestressed wind tower with a 5 MW turbine.

Keywords: Ultra-high performance fiber-reinforced concrete; UHPFRC; prestressed wind towers; shear strength; design.

Resumo

O Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF) é um material com notáveis características mecânicas e de durabilidade ao comparar-se com concretos convencionais e até de alto desempenho, o que permite seu emprego mesmo sem a utilização de armadura. O presente artigo propõe o dimensionamento de torres protendidas destinadas à sustentação de turbinas de 5 MW, através de disposições normativas e do método dos estados limites, com o emprego de CUADRF e a classe de concreto C50, comparando-se as diferenças obtidas no dimensionamento por meio de análise paramétrica, atribuindo vantagens e desvantagens no uso deste novo tipo de concreto. Importantes considerações, simplificações e apontamentos são feitos para o processo de cálculo, assim como na obtenção das armaduras ativa e passiva longitudinal e passiva transversal, colocando em evidência a resistência ao esforço cortante das seções anulares ao comparar um modelo aqui proposto com recentes resultados experimentais presentes na literatura, dos quais se obtém boa concordância. Ao final, estima-se um primeiro valor dentro das restrições aqui feitas para que se assegure a viabilidade econômica no uso do CUADRF em uma torre eólica protendida com 100 m de altura e turbina de 5 MW.

Palavras-chave: Concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras; CUADRF; torres eólicas protendidas; resistência ao esforço cortante; dimensionamento.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo – SP, Brasil.

Received: 07 Apr 2015 • Accepted: 29 Apr 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1 Introduction

The better use of the energy contained in wind occurs with greater heights, since the wind is mostly stronger and less turbulent with greater height. Thus, changes in wind turbines with increasingly greater capacity for power generation, also has been accompanied by an increase in the dimensions of components, such as the rotor, the nacelle and the tower; this has been done mainly with circular cross-section of steel or prestressed concrete, with external or internal prestressing, *in situ* or prefabricated (Grünberg and Göhlmann [1]).

As described by Ma e Meng [2], the concrete towers have advantages, as greater flexibility in construction and design, minimal maintenance, a better dynamic response and the best possible transport. However, in general, have been used a group I concrete strength class (La Nier [3] [1], [2], Cavalcanti *et al.* [4]).

The Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) is a material which combines high compression strength (more than 150 MPa) and flexural strength with a noticeable ductility and durability (AFGC [5]). While its durability is due to UHPFRC's microstructure which is much more compact and homogeneous, its ductility is guaranteed by the presence of fiber, which improves the tensile and flexural strength and allows its use in structural elements with no passive or active reinforcement. Because it is a material that requires a rigorous technology control and a higher cost of production compared to traditional materials, its use is justifiable through the design requirements, as durability of the resulting material, as well as the lightness of the structure, that could not easily be met with the use of other materials, such as the conventional concrete. For these reasons, the UHPFRC assumes a prominent position, a material with potential for use in prestressed wind towers, as seen in Jammes [6], although it is a UHPFRC wind tower not prestressed and not reinforced.

Thus, this paper investigates, through a non linear design, the use of a C50 concrete class and the use of UHPFRC in the design of prestressed wind towers, comparing the use of these materials through the total cost of each tower, proposing an initial value to which the UHPFRC becomes competitive. In this work, we used an example of a 100 m high tower with a 5 MW turbine with specific characteristics and specific loads. Thus, it is not intended to impose restrictions on the use of concrete classes or the geometry of the towers.

Table 1

Loads considered at the top of the tower for a 5 MW

EOG50	EWM50
$P_T = m_T g \approx 480.076 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2 \approx 4709.55 \text{ kN}$	
$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{x,T}^2} = \sqrt{1057^2 + 128^2} \approx 1064.72 \text{ kN}$	$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{x,T}^2} = \sqrt{199^2 + 543^2} \approx 578.32 \text{ kN}$
$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{x,T}^2} = \sqrt{5.822^2 + 18.440^2} \approx 19.337.25 \text{ kN.m}$	$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{x,T}^2} = \sqrt{21.820^2 + 18.440^2} \approx 28.568.27 \text{ kN.m}$
P _T – Axial load, V _T – Shear load, M _T – Bending moment, m _T – turbine mass.	

2 Loads and adopted combinations

2.1 Load Cases

In view of all loading cases present in EN 61400-1 [7], "Wind Turbines - Part 1: Design Requirements" for reasons of simplification, aimed at the design of a wind tower, the following two cases are used: one for the turbine in operation and the other for turbine not operating, as well as La Nier [3] and Ma and Meng [2]:

- **Power Production (DLC1.6):** corresponds to a **gust during operation of the turbine**. The wind condition is EOG₅₀;
- **Parked (standing still or idling) (DLC 6.1):** corresponds to a **gust during a stand-still or idling condition**. The wind condition is EWM₅₀.

2.2 Wind loads on the turbine

The loading at the top of the wind tower from the wind loads and turbine operation are those used by [3] and coming from "Wind-PACT Turbine Rotor Design Study" [8] for turbines of 5 MW and wind conditions EOG50 and EWM50. The characteristic values of the internal forces are described in Table 1. Note that the resultants are used for both the shear and the bending moment, because the cross section is axisymmetric. For the axial load on the top of the tower is considered, in this case, only the weight of the turbine to both. It is worth noting that the effect of torsional moment was dismissed.

For the non operation condition EWM50, a gust of 3 s with a speed of 59.5 m / s (Class II turbine) was used, while for the operating condition, EOG50, there has been a gust of wind 3 s to 35 m/s, both in the rotor hub height of the wind turbine (100 meters). Wind turbines have control systems that prevent their operation at very high wind speeds (cut-out), in order to avoid damaging the machine, which explains the fact that the gust in operation is less than the gust in non operation.

2.3 Wind loads on the tower

In order to maintain consistency with the adopted loading for the turbine, as well as make use of the proposal given in [3], except for being prioritized the recommendations of the Brazilian standard, it is necessary to convert the speed of the rotor hub height for usual height of 10 meters used by wind standards. For this purpose, two exponents are adopted for the wind speed profiles for each of the

two wind conditions, as follows: $\alpha = 0.11$ for *EWM50* and $\alpha = 0.2$ for *EOG50*. These exponents are used in the power law of each speed profile and are in agreement with ref. [7]. Thus, the 3s gusts, with a 50 years return period, with a height of 10 m adopted are:

- *EWM50*: $v(10) = 59,5(10/100)^{0,11} \approx 46,19 \text{ m/s}$
- *EOG50*: $v(10) = 35(10/100)^{0,2} \approx 22,08 \text{ m/s}$

To obtain the wind load along the tower is used the *discrete model* of ABNT NBR 6123: 1988 [9], since the concrete towers must have a natural frequency as low as possible (the first bending vibration mode) and are thus susceptible to vibration structures. This low rate is desirable because with the increased size of turbine, the saving in weight of the tower that can be achieved with a "flexible" design represents a considerable economic benefit (Hau) [10].

The terrain characteristics such as *topography* (S_1) and *roughness*, adopted to calculate the design speed, considering the location of wind tower installation that should focus on the wind energy, are adopted: $S_1 = 1$ and roughness category II (open terrain level or approximately level with few obstacles such as coastal areas, grasslands and heathlands, among others). The value for the topographic factor is justified: in the three "categories" only to deep valleys and protected from the wind, the S_1 value becomes 0.9, and for others is at least equal 1.0 and may be greater on top of hills and slopes. The roughness of category II is used to not restrict the implantation site to surface waters (calm sea, lakes and rivers, marshes without vegetation) and, according to ref. [1] in equivalence with the German DIN 1055-4 [11], the larger roughness can be discarded. Regarding the statistical factor, it is used $S_3 = 1,0$, since the wind speed has a 50 years return, with a 63% probability of being exceeded in one year, and, in addition, it is an industrial building of low occupation factor, which is also part of a power plant.

To obtain the first mode, with the first natural frequency, is made a numerical analysis using the finite element SAP2000 [12], which obtains the eigenvalue problem solution to structures composed by various systems degrees of freedom in free vibration without damping:

$$[K - \Omega^2 M] \Phi = 0 \quad (1)$$

where

K represents the stiffness matrix, M is the diagonal mass matrix, Ω^2 is the diagonal matrix of eigenvalues and Φ is the eigenvector matrix.

The critical damping ratio ζ , which is important in obtaining the dynamic amplification coefficient ξ and therefore the wind load can be obtained through table 19 of ref. [9], considering the group "Towers and concrete chimneys, variable section," for which $\zeta = 0.015$.

The modulus used to calculate the vibration mode and the natural frequency of the structure is the *secant modulus of elasticity of the concrete* because, when it comes to design, in principle, is not known the steel of active and passive reinforcement.

2.4 Combinations in service limit state and ultimate limit state

As disseminated in structural design standards, it is common to adopt the *method of limit states* that, in turn, are divided into: *ultimate limit states*, which correspond to the exhaustion of the bearing capacity of the structure, and *service limit states*, which corre-

spond to the functional requirements and durability. For each type of limit state is applied one of the wind conditions with their respective gusts, e.g., for the service limit state, the load obtained with the *EOG₅₀*, and for the ultimate limit state, the load obtained using the *EWM₅₀* ([3] and [2]).

Because it is a precast and prestressed structure and to avoid the appearance of tensile stresses in the joints between the rings while the structure is in service and for being the gust of wind in operation with a return period of 50 years, a situation that should happen a few times during the lifetime of the structure, it is justified the use of a rare combination for the *decompression service limit state*. In this sense, the case is characterized as a *complete prestressing level* for the design of the prestressed concrete section. Thus, combinations of loads recommended by ABNT NBR 8681 [13] that take into account the *EOG₅₀* wind condition can be described by:

- *Decompression Limit State*: rare combination, lower fiber:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} \therefore \\ S(F_{g1,k} + N_{p\infty} + F_{q1,k}) \leq 0 \quad (2)$$

- *Excessive Compression Limit State*: rare combination, superior fiber:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} \therefore \\ S(F_{g1,k} + N_{p\infty} + F_{q1,k}) \geq -0,6 f_{ck} \quad (3)$$

The limit value in equation 2.5 is in accordance with the American standard ACI 318:2014 [14], which defines the maximum compressive stress in concrete in service after the loss of prestressing.

With respect to the *excessive deformations service limit state*, also appears to be no clearly defined simplified criterion for the maximum displacement at the top of the structure, so that here are adopted $\Delta_{max} = L / 400$ (largest value in [6]) and $\Delta_{max} = L / 250$. Still, Ma and Meng [2] use $\Delta_{max} = L / 100$, the Chinese standard, in analogy of wind tower with concrete chimneys, but it will not be adopted in this research. In this study, the displacement at the top of the structure is obtained with rare combination of service using the geometric nonlinearity through P-Δ process, present in SAP2000 program, whereas the secant modulus of elasticity of the material and the moment of inertia of the section gross concrete. The same goes for the internal forces in the sections for the others limit states in service.

Since is made use of a wind turbine with known operating frequency of 11.2 rpm or 0.187 Hz (ref. [3] and [8]), it is desired that the natural frequency of the first vibration mode of the tower avoid the frequency ranges $1p \pm 10\%$ e $3p \pm 10\%$ (where, $1p$ is the frequency of the rotor and $3p$, the blade passing frequency) to avoid resonance effects with the turbine operation (ref. [1]). It is not considered the rotor operating frequency range.

Regarding the *ultimate limit state*, when the exhaustion of the resistant section capacity, the wind condition to be considered, as already explained, it is the *EWM50*. This is a normal ultimate combination, which must be made taking into consideration the physical and geometrical nonlinearities. As for the partial safety

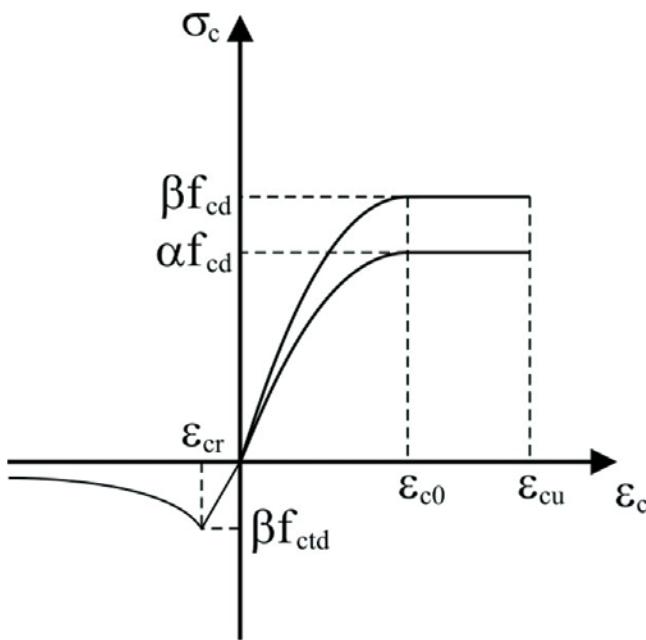


Figure 1
Stress-strain diagram adopted for the concrete

factors for actions, their use depends on the type of combination of action and whether it is acting in a favorable or unfavorable direction. Thus: for the **own weight of the structure** $F_{g1,k}$, in the normal ultimate combination, the partial safety factor γ_f used is weighting is used $\gamma_g = 1.4$, excluding the case of precast structure [15]; for the **variable action** $F_{q1,k}$ caused by the wind that acts directly on the tower, the normal ultimate combination, the adopted partial safety factor is $\gamma_{q1} = 1.4$; the **prestressing force** $N_{p\infty}$ has a partial safety factor of $\gamma_p = 0.9$ for the normal ultimate combination; for the **actions in the tower from the incidence of wind on the wind turbine**, $F_{q2,k}$, the adopted partial safety factor is the same provided by the ref. [7], $\gamma_{q2} = 1.35$, since the loads from the wind turbine and tower were taken apart.

Thus, the normal combination in the *ultimate limit state* can be described as:

$$S_d = S(\gamma_f F_k) = S(\gamma_g F_{g1,k} + \gamma_p N_{p\infty} + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \gamma_{q2} F_{q2,k}) < S_{lim} \quad (4)$$

In the latter equation, the notation of the indexes has been changed in relation to the Brazilian standard. In fact, it is only considered a main variable action (the wind), which is split into "two" main variable actions parcels, each with its own partial safety factor.

3. Nonlinear material behavior

3.1 Stress-strain relationships

The Brazilian standard ABNT NBR 6118: 2014 [15] shows, both for calculation of internal forces and deformations (**second-order analysis**) and for calculation of ultimate resistant internal forces

(**design of steel area**), the parabola-rectangle diagram for stress-strain relationship of concrete in compression is given by:

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (5)$$

$$\sigma_c = f_c \text{ for } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (6)$$

Where

f_c is the compression strength of concrete with appropriate partial safety factor to the type of analysis performed. According to ref. [15] and França [16], the calculation of displacement, $f_c = \beta f_{cd} = 1,10 f_{cd}$, which is already multiplied by the coefficient for maintained load effect, the Rüsch effect, and in verifying the rupture, $f_c = \alpha f_{cd} = 0,85 f_{cd}$ (α is the very Rüsch effect). The design compression strength of concrete f_{cd} is the characteristic strength lessened by the partial safety factor $\gamma_c = 1,4$. The values of parameters:

ε_{c2} (specific shortening deformation of concrete at the beginning of "yielding"), ε_{cu2} (specific shortening deformation concrete at rupture) and the exponent n in the equation, differ depending on whether the concrete belongs to C50 class or is of C55 to C90 class. It is not considered the tensile strength of concrete when verifying the rupture, once the closer is a section of its resistance capacity, lower is the difference between the pure State II and the State II. However, in order not to penalize so much the section, when performing the **second-order analysis**, a partial safety factor $\beta = 1,10$ is adopted also for the stress-strain relationship for concrete in tensile. The stress-strain diagram adopted for the upward stretch to tensile is considered *linear elastic* to a calculation of design tensile strength of concrete, f_{ctd} , making use of the initial tangent modulus of elasticity. From the corresponding strain at maximum tensile stress is set to the downward stretch the equation proposed by Araújo [17], except for the design values and partial safety factors:

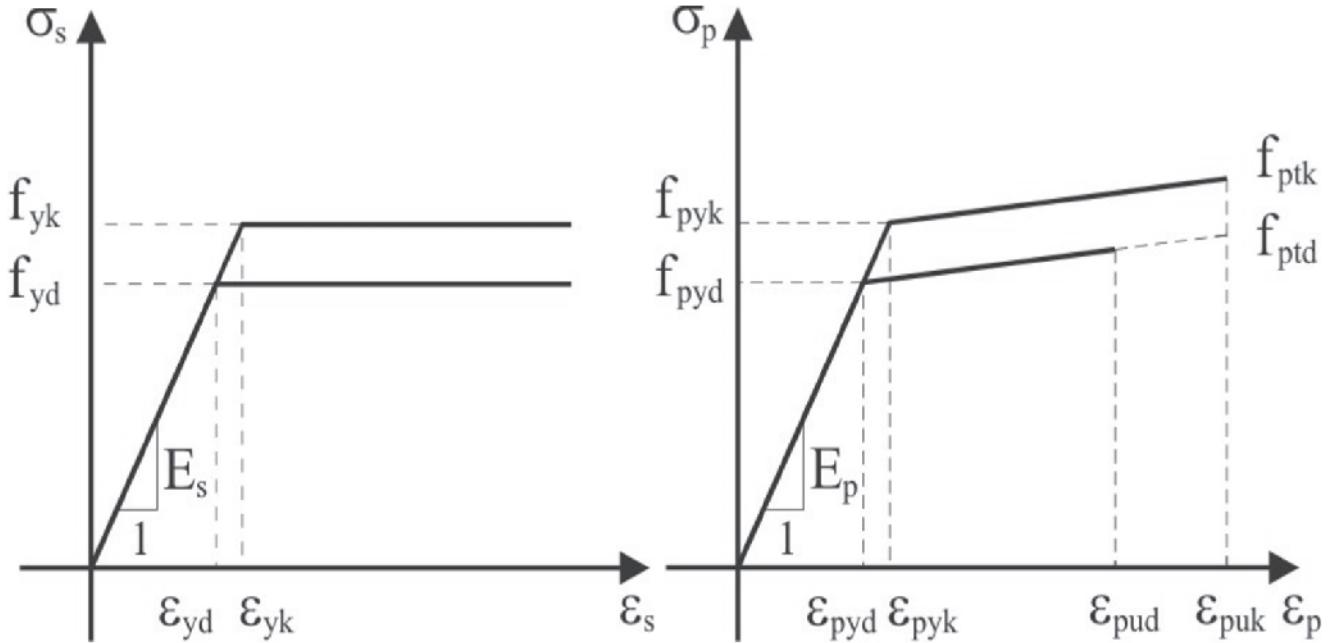
$$\sigma_{ct} = E_{ci} \varepsilon_{ct} \text{ for } 0 \leq \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{cr} \quad (7)$$

$$\sigma_{ct} = \beta f_{ctd} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}} \right)^{0,6} \text{ for } \varepsilon_{ct} > \varepsilon_{cr} \quad (8)$$

Where

$\varepsilon_{cr} = \beta f_{ctd} / E_{ci}$ is the concrete's cracking deformation. The stress-strain diagram of concrete is shown in Figure 1.

The stress-strain diagrams for passive and active reinforcement are shown in Figure 2. The partial safety factor for the two types of steel is $\gamma_s = 1,15$. For passive reinforcement steel is considered a *perfect elastoplastic behavior*, both in tensile as in compression, for the calculation of **deformations** (using the diagram with f_{yk}) or **section design** (using the diagram with f_{yd}). It is adopted the CA-50 steel and an elasticity modulus of $E_s = 200$. The tensile deformation is limited to the value of 10 % as a rupture criterion. For steel the active reinforcement, generally a *bilinear behavior* may be taken for both calculation of the deformations (using the diagram with characteristic values) and design (using the diagram with design values). The strands adopted are CP-190-RB type, with an initial tangent modulus of $E_p = 200$ and a specific deformation $\varepsilon_{puk} = 40\%$. Other quantities assume values according to the ABNT NBR 6118: 2014. For Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC), in view of the lack of experimental data, the following sim-

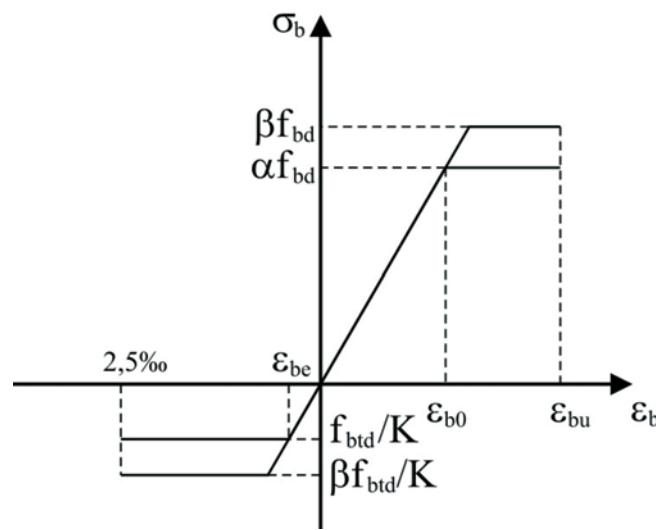
**Figure 2**

Stress-strain diagrams adopted for the passive and active reinforcements

plifications and considerations on tensile diagram stress-strain are adopted, used for the ultimate limit state. As in Spasojević [18], from direct tensile tests by Jungwirth [19], are adopted an **elastic linear domain** and, after this, **pseudoplastic domain** limited level of 2.5 %, which occurs multiple microcracking, but without the deformation start to locate on one or more main macrocracks. For simplification, it was disregarded the last domain that would be a **softening domain**, in which no more tension relates directly to the deformation, but with the crack opening. However, it is intended to

verify in future work the influence of consideration of the softening domain for UHPFRC.

The mechanical properties and characteristic values used for UHPFRC - "Beton Spécial Industriel" (BSI) - are also present in the interim recommendations of the AFGC [2] and are $f_{bk} = 180$ MPa, $f_{btk} = 9.1$ MPa e $E_b = 65$ GPa. The partial safety factor is $\gamma_b = 1.3$ and in the case of tensile is still considered an additional coefficient of orientation of the fibers $K = 1.25$ (when it does not consider local effects). The same coefficients α and β are used, for design and second-order analysis, respectively (Figure 3). As the AFGC mentions nothing about the effect Rüsch at tensile, it takes only the β coefficient = 1.10 to not penalize and overestimating deformations.

**Figure 3**

Stress-strain diagrams adopted for the proposed UHPFRC

3.2 Moment-curvature-axial load diagrams

To obtain the bending moment-curvature-axial load diagrams is necessary to establish hypotheses about the deformed configuration of the bar, considered slender. As usually employed, are also admitted the following hypotheses: Navier-Bernoulli hypothesis, in which the cross sections, initially plane and normal to the bar axis, remain plane and normal to the deformed axis to the ultimate limit state, thus distortions caused by shear stresses can be neglected (small deformations); there is perfect adhesion between the active and passive reinforcement and concrete; stress-strain diagrams for describing the nonlinear behavior of materials are those described in the previous section; and the rupture cross section occurs because the deformations limits are reached for the concrete and/or for steel. From the Navier-Bernoulli hypothesis, it has to displacement field within the bar on plane:

$$u(x, y) = u_0(x) - y \frac{dv}{dx}, \quad v(x, y) = v(x) \quad (9)$$

Therefore, it results in a *linear distribution of longitudinal deformations* along the height of the cross section. Assuming for curvature of barycentric axis of the bar, the second derivative of ν , the deformation for a generic point in cross section is given by:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 - y \frac{d^2\nu}{dx^2} = \varepsilon_0 + y\chi \quad (10)$$

Because of the *perfect adhesion hypothesis*, the deformations in the passive and active reinforcement are also described by the same equation above. For the case of prestressing steel, as in *grouted post-tensioned tendons*, it is still necessary to consider the initial deformation of prestrain of prestressing steel $\Delta\varepsilon_{pi}$. Thus, the deformations for each component of section become:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ci} &= \varepsilon_0 + y_{ci}\chi, \quad \varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + y_{si}\chi, \quad \varepsilon_{pi} = \\ \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} &= \Delta\varepsilon_{pi} + \varepsilon_0 + y_{pi}\chi \end{aligned} \quad (11)$$

With centered prestressing, the post-tensioning prestrain deformation is given by:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \gamma_p \left[N_{p\infty} \left(\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_{cs} A_g} \right) \right] \quad (12)$$

The *annular cross section* (see Figure 4) has n reinforcement bars, and half of these uniformly arranged bars in each section perimeter, internal and external. The cables are arranged uniformly along the perimeter of the middle radius of the section and are composed of the same amount of strands. A generic bar has an area equal to A_{si} and coordinates (x_{si}, y_{si}) and a generic cable has an area equal to A_{pi} and coordinates (x_{pi}, y_{pi}) .

Applying the equilibrium equations, internal forces are obtained in

the cross section for combined compression and bending moment:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} (\varepsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} (\varepsilon_{pi}) A_{pi} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} M = \int_{A_c} \sigma_c y dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} (\varepsilon_{si}) y_{si} A_{si} + \\ \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} (\varepsilon_{pi}) y_{pi} A_{pi} \end{aligned} \quad (14)$$

Where it disregards the second bending moment due to axisymmetric section. The integrals are taken over the entire area of concrete and solved numerically by Simpson's rule, performing the integration over the thickness and circumference (radial and circumferential layers).

The bending moment-curvature-axial load relationship is obtained by controlling the deformations for which are being adopted χ curvatures, incrementally, calculating thus the internal forces (N, M) until they are balanced with external forces (N_{ext}, M_{ext}). The procedure described can be accomplished by iterative methods, in example, by the Newton-Raphson method. In this case, it is intended to obtain the root of the function defined by:

$$f(N) = N_{ext} - N = N_{ext} - \left(\sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci} (\varepsilon_{ci}) \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} (\varepsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} (\varepsilon_{pi}) A_{pi} \right) \quad (15)$$

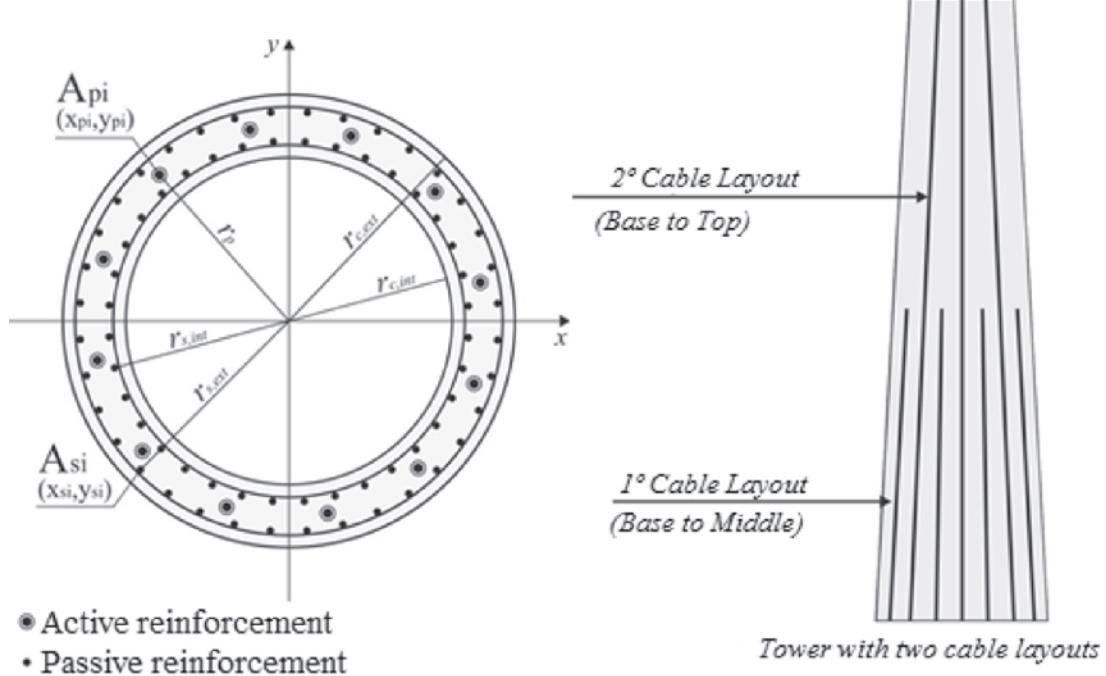
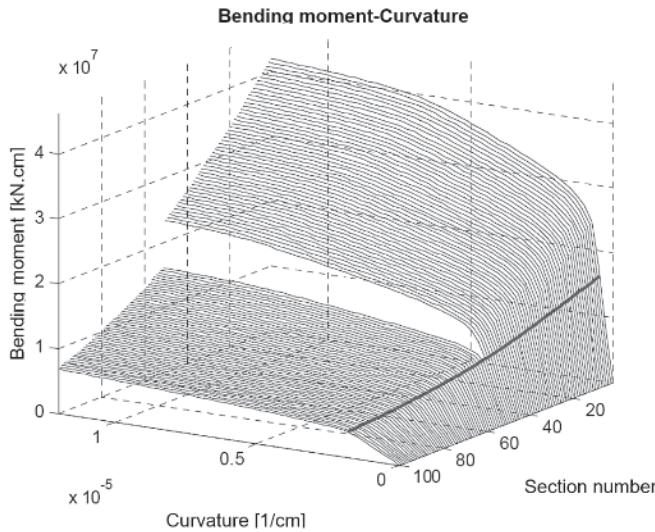


Figure 4

Schematic diagram of annular cross section providing active and passive reinforcements and cable layouts along the tower

**Figure 5**

Bending moment-curvature diagrams associated with the internal forces in the ultimate combination (bending moment and axial load): sections along the tower for the complete prestressing level used along the 100 sections. The red line corresponds to the couple bending moment-curvature associated with internal forces in the ultimate combination

$$\varepsilon_{0i+1} = \varepsilon_{0i} - \frac{f(N)}{f'(N)} \quad (16)$$

In this root function calculation so as to improve the convergence of the algorithm, an adjustment is applied to the Newton method, making it more robust. As in the bi-secant method, should be imposed, initially, the search of solution range. For each new value of the variable obtained within the range, adapts the solution interval, reducing it. If this new value is out of range limits, the latter solution interval and the corresponding values for the function are employed in the bi-secant method, obtaining a value inevitably internal to the range. Then, reduces the range and the Newton method is used again. This removes the instability problem. The results obtained for the previous sections are stored to serve as new estimate, ensuring even greater velocity to obtain the solution.

3.3 Ultimate limit strain distribution

The calculation of passive steel in prestressed section is done by means of distribution of limit strain in the ultimate limit state according to the ABNT NBR 6118: 2014 (Figure 6) also being accepted as a design method for UHPFRC (ref. [2]) by simply changing the corresponding deformations. The procedure consists in finding, iteratively, the depth x of the neutral line, which is in the range of 0 to ∞ , in combined compression and bending moment. The stresses are then obtained in accordance with the deformations imposed by distribution of limit strain, as well by the depth of the neutral line, and the solution is found by solving the same equilibrium equations with the adapted Newton method, as presented in the previous

section. As the arrangement of the reinforcement is known, restriction is not made to ultimate strains ("design domains") as in the case of columns.

4. Design of prestressed concrete slender columns

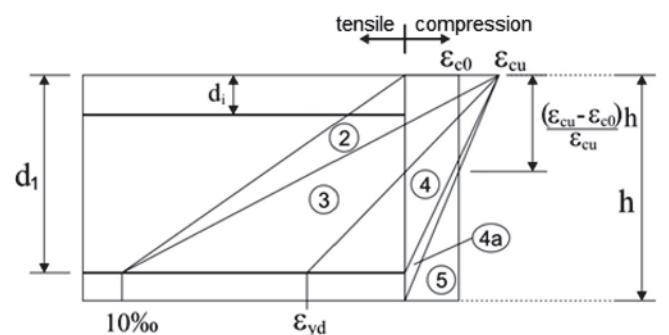
The tower is adopted with an L height of 100 m, divided into 25 rings, each with 4 m high. The sections have dimensions that vary linearly from top to bottom of the structure. For each ring, the passive steel area is considered constant. As for the finite element method, each ring is divided into sufficient number of one-dimensional elements with constant geometry each, referring to the midpoint of the element. Thus are sufficient four elements per ring, resulting in 100 elements. The structure is considered to be clamped on the base.

4.1 Active reinforcement

The internal forces in the sections intended for calculating the active reinforcement is obtained by the nonlinear geometric analysis, by considering the P-Δ effect (CSI [12]) with the secant modulus of elasticity E_{cs} .

Are considered for the tower, two cable layouts $t_r = 2$, aiming at reducing the total length of sheaths and cables. Explained from some considerations: the length of each layout is taken as a multiple of the total length on the number of layouts, $i.L/t_r$, with $1 \leq i \leq t_r$; the horizontal variation of the layout is negligible as $\Delta y \ll \Delta z$, then $\Delta s = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta z^2} \approx \Delta z$; the number of strands is the same for each cable; it is assumed, as estimated, that the variation of the prestressing force obtained for the sections is linear, from the bottom to the top. Note that the stress at the top is considered to approximately zero (small tensile stress), then each segment of the tower L/t_r , has $i.n_{cables}/t_r$ cables to $1 \leq i \leq t_r$. Thus, adopting the number of cables on the base of the tower as a reference, n_{cables} , has to the total length of cables and sheaths:

$$L_{cables} = \frac{L}{t_r} \sum_{i=1}^{t_r} n_{cables} \frac{i}{t_r} = n_{cables} \frac{L}{t_r^2} \frac{t_r(t_r+1)}{2} = \frac{(t_r+1)}{2t_r} n_{cables} L = \gamma n_{cables} L \quad (17)$$

**Figure 6**

Design domains (or Ultimate Limit Strain Distribution) for a cross section (adapted from NBR 6118 (15))

Therefore, as γ tends slowly to 0.5 as the number of layouts tends to infinity and its value is already $\gamma = 0,75$ with $t_r = 2$, an intermediate value between the function limits, it remains adopted that last value.

Are adopted seven wire strands with nominal diameter of 12.7 mm, defining a minimum value of 1 and a maximum of 12 strands for cable, respecting the spacing limits between cable axes, minimum of 30 cm and maximum of 120 cm (same adopted in slabs) [15]. Is adopted from among the possible options, the one with the largest amount of strands, therefore, less cables.

It is also made a recalculation of prestressing force losses, since it is first necessary to estimate the losses to then check if these correspond to calculated. This allows to correct and to optimize the area of prestressed steel. The anchor type is active-passive towards bottom-up. Are calculated for all sections and for each cable layout, both immediate as progressive losses: friction, accommodation of anchoring wedges, elastic shortening of concrete, shrinkage, creep and relaxation.

$$n\sigma_{p,c+s}(t_\infty, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)E_p + \alpha_p(\sigma_{c,p0g} + \sigma_{c,g})\varphi(t_\infty, t_0) + \alpha_p \sum_i [n\sigma_{c,gi}\varphi(t_\infty, t_i)]}{\left[1 - \alpha_p \left(\frac{\sigma_{c,p0g}}{\sigma_{p0}}\right) \left(1 + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{2}\right)\right]} \quad (20)$$

It is remarkable the great influence of the **parasitic deviations** in *friction losses* ($\Delta N_{p0} / N_{p0} = [1 - e^{-(\mu x + kx)}]$), since they do not depend on the cable deviation angle over their path, but the length between the anchors which in this case is approximately 100 meters (through kx). Because of this, it should be taken as low as possible value for the friction coefficient μ and for that, we adopt the value of 0.10 (lubricated metal sheath). This already corresponds to a near 9.5% loss in prestressing force for a cone frustum tower of same height.

The *losses due accommodation of anchoring wedges* are obtained numerically and iteratively through the bi-sectant method, taking the displacement value on the accommodation of anchoring as $nw = 6$ mm:

$$f(w) = nw - \frac{2 \int_0^w [N_{p0}(x) - N_{p0}(w)] dx}{E_p A_p} \quad (18)$$

Where w is any point along the cable longitudinal length L . If the equilibrium point is greater than this longitudinal length (considering active-passive anchoring) it is just needed to change the variable w to P , the prestressing force value at the end of length

$$L : f(P) = \Delta w - 2 \int_0^L [N_{p0}(x) - P] dx / (E_p A_p).$$

In this case, the solution is in the range $P \leq N_{p0}(L)$. If there is no amount due to mobilized permanent load and considering a large number of cables, the loss of elastic shortening along the tower is:

$$\Delta N_p = \Delta \sigma_p A_p = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{N_{p0}}{A_c} A_p \quad (19)$$

If each group of cables, the minor and major layout, is prestressed in this order, the elastic shortening of the concrete caused by pre-

stressing of the second group generates an additional loss in the prestressing force of the first cables group. Losses related to this slackening are taken into account by the displacement compatibility between the cables and the lower half of the tower.

In calculating the *progressive losses*, it is pertinent to consider that: the loads due to the tower own weight, the prestressing and the weight of the turbine are applied in close enough phases; the cables are uniformly distributed in the section, each cable group treated as a resulting cable; there is perfect adhesion between the concrete and reinforcement and the structural element remains in state I. To obtain the creep coefficient, $\varphi(t_\infty, t_0)$, and retraction of specific deformation, $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ are considered: the date of application of loads $t_0 = 30$ days and environmental average humidity of 75% using table 8.2 of ref. [12]. Even with the considerations regarding the loading application and coefficients, the losses by *shrinkage and creep*, and *relative relaxation*, are obtained by the **general method of calculation**, the formula derived from the *average tension method* in CEB-FIP 78 [20], as in Cholfe Bonilha and [21]:

$$n\sigma_{pr,rel}(t_\infty, t_0) = n\sigma_{pr}(t_\infty, t_0) \left[1 - 2 \frac{|n\sigma_{p,c+s}(t_\infty, t_0)|}{\sigma_{p0}}\right] \quad (21)$$

For pure relaxation losses, $\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0)$, the values from ABNT NBR 6118:2014 are used.

As for UHPFRC, according to the AFGC [2], after heat treatment, the **shrinkage does not exist** and the creep coefficient has a value of **0.2**. This is approximately equivalent to 14% of the creep coefficient expected to C50 to C90 class concrete with the fictional thickness of 30 cm, $\varphi(t_\infty, t_0) = 1.4$.

4.2 Longitudinal passive reinforcement: parameters

For the position of the steel bars in section is adopted a distance $d' = 7$ cm between the centroid of the bar and the face of the corresponding section, outer or inner. This value is supported on the following assumptions: the diameter initially adopted for the bars is 40 mm which, added to the diameter of the transverse reinforcement, which is in turn of at least 1/4 of the longitudinal reinforcement - just 10 mm - as well as the nominal concrete cover of reinforcement, 35 mm for CCA II [15], it is possible to obtain an amount of 6.5 cm, slightly lower than adopted.

Regarding the amount of bars, is taken a sufficient amount so that is possible to consider a uniform distribution making insignificant the difference in steel and in bending moment-curvature relationship of a section. As the smallest thickness used in section is 20 cm, it is found that the maximum spacing of 40 cm longer meets this requirement.

For each ring of 4 m in height is used the largest areas of the steel

obtained at the ends of its constituent elements. Then, each ring has the same diameter and amount of bars, providing a *staggering of the longitudinal reinforcement*.

The minimum reinforcement is calculated from the design of the section subjected to a minimum bending moment $M_{d,min} = 0,8W_0f_{ctk,sup}$, where W_0 is the strength modulus of the gross cross section of concrete on the fiber more tensioned. Finally, the geometric rate of passive reinforcement is such that $\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{min}$, which respects the absolute minimum rate $\rho_{min} = 0,15\%$.

4.3 Longitudinal passive reinforcement: design by nonlinear model

The model described here uses the exact method due to the tower slenderness and is, in a way analogous to that described by Araújo [22], except for the use of prestressing and some simplifications to make the coupling between the algorithm developed in MATLAB and finite element program, SAP2000.

When dimensioning the passive steel reinforcement, the load combination is used in the *ultimate limit state* in a non-linear geometrical analysis. Therefore, it is used, initially, E_{cs} , as well as the moment of inertia of the gross concrete section. Made the first calculation and using the internal forces (N_d , M_d) in the design of passive steel area, it is possible already include the same steel area to obtain the *bending moment-curvature-axial load* diagrams along the sections.

Hence, from the pairs of internal forces and bending moment-curvature-axial load diagrams obtained for the midpoints of each element along the structure, the new secant flexural stiffnesses are calculated corresponding to the point (M_d - χ - N_d) in diagrams. As can be seen in Figure 5, the normal force is implicit in the bending moment-curvature diagram of each section along the tower. It is noted in this figure that the reduction in the prestress force (axial force) in the upper half of the tower, due to the portion of the cables are anchored in the middle, causes a reduction in section resistant bending moment as well as in cracking moment, compared to half of the tower that receives the axial force from all cables.

Each new calculated rigidity is introduced into the stiffness matrix of each element in the finite element program through changing the moment of inertia of the section, by relation

$EI_{sec,calc} / EI_{sec,inicial}$. There shall be a new nonlinear geometric analysis, generating new internal forces and displacements, resulting stiffness and adapting to new elements. This procedure is repeated until the internal forces and displacements converge.

After this step, it is performed again the design of the steel passive area, repeating the whole procedure, since the internal forces and displacements are different from those first obtained. For example, if the displacement is less than the initial, bending moments are reduced and thus the obtained steel new area will be smaller than the original. However, if there is an increase in displacement, a greater area is obtained for steel. This procedure allows, setting a criterion for its completion (as convergence of displacements and internal forces and consequent reduction in the difference between passive steel areas), to obtain an *optimal steel area* (ref. [1]).

4.4 Shear design

In contrast to the extensive use of the hollowed and solid circular sections, for example, columns, poles, towers and chimneys and

tanks, normative references generally do not propose any specific formulation for the evaluation of shear strength. As described by Teixeira *et al.* [23], the application of the equation used in rectangular sections to those sections would imply some problems such as:

- Applicability of expression used to determine
- V_{rd2} , resistant shear force calculation regarding the ruin of compressed diagonals of concrete;
- Definition of the
- b_w value for the calculation of
- V_c , amount of shear force resisted by complementary mechanisms to truss;
- Doubts about the efficiency of circular stirrups on shear force resistance when determining
- V_{sw} , amount of shear force resisted by transverse reinforcement.

As for the efficiency of circular stirrups on shear force resistance in circular sections, Turmo *et al.* [24] presents a formulation deduced theoretically and empirically proven to the contribution of the transverse reinforcement, considering both vertical and spiral stirrups. In the case of *annular sections*, the contribution of transverse reinforcement formed by vertical stirrups is given by stirrups number of the product through the crack, multiplied by the mechanical strength of the stirrup and the average slope of the stirrups at the intersection with the fissure. Simplifying the expression, [24] it is obtained the same expression as used for rectangular section, allowing the conclusion that the shear stresses have the same orientation of the stirrups, which entails that the efficiency factor have value of 1 in the annular section:

$$V_{sRd} = z \cdot \cot\theta \cdot A_\phi \cdot f_{yk,t}, V_{sw} = \frac{2A_\phi}{p} \cdot z \cdot f_{yk,t} \cdot \cot\theta \quad (22)$$

One way to obtain the V_c value is, according to [23], estimate it as the first crack shear, considering state I for the concrete, regarding the maximum tensile stress (in the height of the section centroid). Assuming that the shear stress is uniform through the thickness of the wall, acting parallel to the contour of the section and using the antisymmetry condition of the shear stress in symmetrical sections in shear flow formula, the shear stress τ_s to annular section not cracked can be estimated from $\tau_s(s) = V \cdot \text{sen}\varphi / (\pi R_m t)$. Thus, the maximum shear stress that occurs in the height of the section centroid will have a value of $\tau_{s,max} = 2V / A_c$. And so the shear force corresponding to the first shear crack is given by $V_c = \tau_{s,max} A_c / 2 = f_{ct} A_c / 2$. Since the thin wall sections can be considered as subject to plane stress state, neglecting the stress along the thickness σ_3 , the proposed idea can be extended to account longitudinal and circumferential prestressing centered. By material strength, placing $\sigma_1 = f_{ct}$ and $\tau_{xy} = \tau_{max} = 2V / A_c$, the main stresses $\sigma_{1,2}$ can be placed as a function of shear force:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \therefore V_c = \frac{A_c}{2} \sqrt{(f_{ct} - \sigma_{med})^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad (23)$$

The σ_x and σ_y stresses can be treated as stresses due to centered longitudinal and transverse circumferential prestressing

forces, respectively. Note that here X refers to the longitudinal axis of the bar and y to one of the orthogonal axes.

Therefore [23], when calculating V_c and V_{rd2} , a way to eliminate difficulty in determining the b_w value would be using the concept of effective area, as the example of NBR 8800 [25] or Merta and Kolbitsch [26], replacing the $b_w d$ product, although this replacement requires more theoretical and/or experimental basis. Hence, considering the concept of effective area of ABNT NBR8800 and using the smallest width of the section $b_w = 2t$, results:

$$A_{ef} = V / (2V / A_c) = 0,5A_c = \pi R t = b_w d = \\ 2td \therefore d = \pi R / 2 = \pi h / 4 \cong 0,785h \quad (24)$$

It is noted that it is a value very close to $0.8h$, which is a lower limit where there is a prestressing reinforcement along the height, since there reinforcement along the face tensioned so as to satisfy the criteria according to [15].

To compare the V_c value with the experimental data, will be admitted to f_{ct} , the lower value of the characteristic strength of concrete strength, $f_{ctk,inf} = 0.7f_{ctm}$, depending on the concrete strength: if the class is less than or equal to C50, is used $f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3}$, if it is greater, $f_{ctm} = 2.12 \ln(1+0.11f_{ck})$ and, for the characteristic compressive strength, is used $f_{ck} = (f_{cm} - 8)$ MPa. For the transverse reinforcement, the following adoptions will be made: the angle θ of the compression strut is 45° ; the distance from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement will be considered equal to $d = 0.8h$; the stress in the transverse reinforcement equal to the characteristic yield stress $f_y = f_{yk} = 50$ kN / cm²; and the stirrups are spiral.

The design resistant shear force on the failure by diagonal tensile, V_{Rd3} , is the sum of V_c and V_{sw} . Table 2 shows the values of the geometrical and mechanical parameters of the tested beams by Völgyi et al. [27] and the comparison between the maximum shear

Table 2

Comparison between the experimental test from Völgyi et al. (27) and proposed model

Diameter A_{st} (mm)	p (cm)	Diameter A_s (mm)	n_s / n_p	t (cm)	R_{int} (cm)	R_{ext} (cm)	R_m (cm)	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	Prestressing Force (kN)	V_{test} (kN)	$f_{ctk,inf}$ (MPa)	V_{prop} (kN)	V_{prop} / V_{test}
-	0	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	72,9	0	68,6	3,11	67,70	0,99
-	0	12	12/0	9,6	5,4	15	10,20	615,2	70,2	0	95,0	3,06	94,02	0,99
-	0	16	12/0	6,4	8,6	15	11,80	474,5	66,9	0	78,0	2,89	68,49	0,89
5	15	16	12/0	5,5	9,5	15	12,25	423,3	72,9	0	115,0	3,11	94,13	0,82
5	15	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	66,9	0	105,0	2,99	93,24	0,89
5	15	16	12/0	9,3	5,7	15	10,40	604,8	70,2	0	158,0	3,06	120,7	0,76
5	11	16	12/0	9,1	5,9	15	10,50	597,5	66,9	0	187,0	2,99	127,8	0,68
5	15	16	8/4	5,8	9,2	15	12,10	441,0	62,5	148	140,0	2,89	121,9	0,87
5	15	16	8/4	9,2	5,8	15	10,40	601,2	64,8	88	141,0	2,94	136,4	0,97
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	69,8	106	146,0	3,05	143,9	0,99
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	62,5	228	163,0	2,89	160,8	0,99
5	15	16	8/4	9,5	5,5	15	10,25	611,8	69,7	238	161,5	3,05	168,9	1,05
5	15	0	0/12	9,2	5,8	15	10,40	601,2	72,2	237	174,0	3,10	168,6	0,97
5	15	0	0/12	9,0	6,0	15	10,50	593,8	72,2	180	145,0	3,10	157,6	1,09
C. A. and C. P. Only C. P.												Average	0,93	
												S. D.	0,11	
												Average	0,99	
												S. D.	0,07	
n _s – number of steel bars; n _p – number of strands; p – spiral transverse reinforcement pitch; C. A. – Reinforced Concrete, C. P. – Prestressed Concrete, S. D. – Standard Deviation.														

forces. It reports that for a geometric rate of longitudinal reinforcement greater than the minimum used in the test (12 of 12 mm diameter bars), the values obtained from the tests are almost all larger than those calculated. However, this is due to the absence, in the expression proposed, of a correlation with the reinforcement ratio, unlike the expression proposed to V_c by Merta [28]. The influence of the distance between the applied load and the support is also shown by [27], also resulting in larger values than those calculated by the model proposed. The prestressed concrete beams have very similar results compared to the model used, with an average of 0.99 (ratio between model and test for shear load), the same for the reinforced concrete beams without stirrups and low reinforcement ratio (diameter 12 mm). Thus, the model proposed here showed good agreement for the assays discussed here, and is, above all, a good indication for the value of V_c (Table 2).

The values for the minimum transversal reinforcement

$A_{sw,min} = \rho_{sw} 100 b_w$ cm²/m are adopted according to [15] wherein the geometric rate is $\rho_{sw} = 0,2 f_{ct,m} / f_{yw}$, and b_w , in the case the thickness of the rib vary with time, is taken as the average width along the height such that $b_w = A_c / (2r_{ext}) = \pi r_m t / (r_m + t / 2)$. By the form of the annular section, two stirrups are used, one for each side, resulting in a 4-legged stirrup. Regarding the maximum spacing between the stirrups can be used in theory, up to a maximum spacing (or 20 cm or 30 cm, depending on the relationship between V_d and 0.67 V_{Rd2}), due to the height $d = 0.8h$.

In any event, the shear represents no impediment in designing the tower due to the large area of the sections. Often, the shear calculation does not reach even the value of V_c even without considering the prestressing. As for the active transverse reinforcement, required to join the pre-cast rings that can be divided into up to 3 segments [29], it is not considered here, so each ring is treated as monolithic.

5. Comparative costs

5.1 Parameterization

As for the geometry adopted, it is made a generalization that also cover frustoconical towers. The bottom half will have parabolic variation to the outer radius and the upper half will be linear. To ensure the continuity of external form, the derivative of the parabola

function in the middle of the tower will have the same slope of the linear function which defines the top half. Thus, the towers with frustoconical form are a particular case of the parabolic base towers. The thickness variation may be linear, bilinear and constant because the generation of the geometries is only met the following condition, with t ranging from 5 by 5 cm:

$$20 \text{ cm} \leq t_{top} \leq t_{mid} \leq t_{base} \leq 45 \text{ cm} \quad (25)$$

The limits of thickness variation are usual values for both concrete structures and for wind towers ([3] [1], [6], [15] and [2]). The variation of outer radius (about 25 by 25 cm) in the middle of the tower will be limited by the following condition, which allows it to also become a frustoconical tower:

$$r_{ext,top} \leq r_{ext,mid} \leq \left(\frac{r_{ext,base} + r_{ext,top}}{2} \right) \quad (26)$$

The outer radius of the base will have a maximum value equal to the outer radius of the top, 182.9 cm and a maximum of 600 cm ([6] and [2]). The outer radius of the top is kept constant, with a value equal to that [3], since it is not intended to modify the metallic adapter ring that connects the turbine and tower or the turbine itself.

The frustoconical towers are also investigated separately, by adopting a discretization in ten values, because it allows a variation of less than 50 cm for the radius in the example used:

$$v_{ext,base} = \frac{r_{ext,max} - r_{ext,min}}{n_{ext,base} - 1} = \frac{600 - 182,9}{10 - 1} = \frac{417,1}{9} \approx 46,34 \text{ cm} \quad (27)$$

The same thickness is used for the base, middle and top, making constant thickness along the tower. The value of the thickness variation is 5 cm considering:

$$20 \text{ cm} \leq t \leq 45 \text{ cm} \quad (28)$$

Only for the frustoconical towers is removed the restriction of the natural frequencies of the towers, allowing $f_1 > 1,1P$. Thus, it is possible to measure the differences in obtaining active and passive reinforcement in relation to the thickness and external radii

Table 3

Same geometry towers of UHPFRC and C50

f_{ck} (Mpa)	External radii (Base, middle, top) (m)	Thicknesses (Base, middle, top) (m)	Frequency (Hz)	Concrete volume (m ³)	Passive steel mass (t)	Active steel mass (t)	L_{cables} (km)	Anchors (un)
50	(5,76, 3,79, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,480	474,4	12,24	16,89	2,45	64
180			0,632	475,5	-	14,95	2,45	64
Ratio (UHPFRC/C50)				1,002	-	0,885	1	1

adopted, so that the designs are not prevented for several towers.

5.2 Material cost

The comparison between different designs should include overall cost which covers the ease and flexibility in the purchase of materials, the cost of materials, services, transportation and assembly [30]. Certainly implies great difficulty a complete approach about the cost of a tower implantation and, because of this, will be adopted here only the cost of material as a parameter to compare the design. Are considered the values provided by the table of the Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil SINAPI [31] for the state of São Paulo, including the pumping service, arranging them in Table 3. The other values were obtained from the magazine Construção Mercado PINI [32] also for the state of São Paulo. That way:

- Concrete Class (R\$/m³): C50 (275,76)
- Passive Reinforcement (R\$/kg): CA-50 (4,12). Average value adopted for all rebar diameters CA-50;
- Active Reinforcement: CP-190-RB 12,7 (R\$/t 5240,35); Sheath (21,72 R\$/m); Anchor for 12.7 mm diameter (427,14 R\$/un).

The cost per cubic meter of UHPFRC below which the price would be competitive for the same, is obtained, in this work, equaling the material cost of the towers dimensioned with UHPFRC regarding lower cost tower to C50 class. This is possible since the cost per cubic meter of UHPFRC is the only unknown in the same equation. Disregarding, in a first analysis, only the restrictions placed on the natural frequency of the tower, it is concluded that lower volume towers tend to be more economical towers. This is, in part, confirmed by the often adoption of *minimum longitudinal and transverse passive reinforcement* throughout the tower and that are related to the geometrical parameters of the section. However, this is, without doubt, the restriction of the maximum displacement permitted in service ($L/400$).

It is explained because it first meets the form of design adopted, since when used a full prestressing level, the passive reinforcement obtained from ELU verification tends to have a reduced steel

area and, often, adopted equal to the minimum, with geometric rate proportional to the concrete area, going to receive even greater contribution of steel passive cost. On the other hand, the smaller the area of concrete sections of the tower, the more flexible it becomes and a bigger active steel area is obtained through design, bearing in mind the *geometric nonlinearity and the discrete model*, leading to an increase in total material cost of the tower. This situation is not obtained by $\Delta_{\max} = L / 400$, since this displacement limitation at the top of the tower in service prevents their design. However, it is possible to obtain this situation by reducing the limitation of the displacement, for example, to $\Delta_{\max} = L / 250$, varying the distance from the base to the same thickness. Thus, it is evident the turning point of the total material cost relative to the base radius for a certain proportion of thickness or a constant thickness (Figure 7). Figure 8 shows the composition of the total cost for a given thickness for the towers.

Note that, when comparing a tower of same geometry (Table 3), increase in secant stiffness and mass with UHPFRC compared to conventional concrete (C50), reduces the area of the active reinforcement, but not so significant (especially in material cost), therefore, are not reduced, significantly, the internal forces in the structure for the same geometry. However the area of passive reinforcement is reduced to zero.

With $\Delta_{\max} = L / 250$, the most economical C50 class tower is one with parabolic base (Table 4). Regarding this, UHPFRC costs per cubic meter were calculated from the towers analyzed so that its use is competitive referring to this lower cost tower. Also for UHPFRC, the more competitive tower would be a parabolic base (lower volume, less active steel area and without passive reinforcement). However, in this case, the cost per cubic meter was obtained too low to restrictions made (although 2.02 times the cost per cubic meter of C50, as seen in Figure 7), indicating that under the same conditions loading used herein, the differential may be in tower's geometry (radius and thickness) which cannot be met with conventional concrete, as well as the costs of maintaining, much lower for UHPFRC due to the high durability.

Consideration of fatigue and more severe restrictions on the

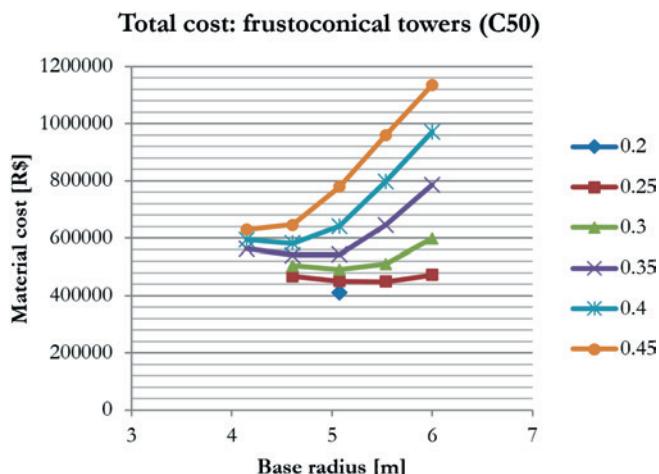


Figure 7
Total cost of frustoconical towers (C50) for each thickness and restriction $\Delta_{\max} = L/250$

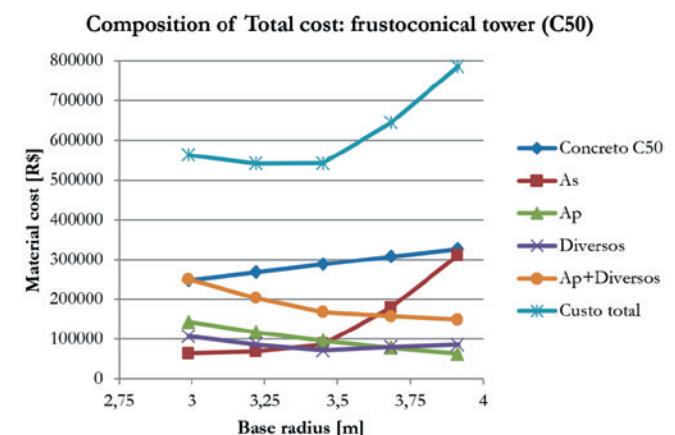


Figure 8
Composition of the total cost for frustoconical towers (C50) of constant thickness (35 cm) and restriction $\Delta_{\max} = L/250$

Table 4
Low cost towers of UHPFRC and C50

f_{ck} (Mpa)	External radii (Base, middle, top) (m)	Thicknesses (Base, middle, top) (m)	Frequency (Hz)	Concrete volume (m^3)	Passive steel mass (t)	Active steel mass (t)	L_{cables} (km)	Anchors (un)
50	(5,76, 3,30, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,419	432,5	11,06	18,36	2,40	60
180	(6, 2,66, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,442	383,6	-	17,06	2,75	64
Ratio (UHPFRC/C50)				0,887	-	0,929	1,146	1,067

possible range of natural frequencies of the tower (rotor operating frequency range) could also change the price per cubic meter of UHPFRC, increasing its competitiveness. It remains to be take into account that the shear at the top of the tower in the ELU (thrust on the rotor) is lower than that in service. Otherwise, there would be a greater possibility of the occurrence of greater reinforcement than the minimum, increasing thus the total cost and enabling a price for greater cubic meter for UHPFRC.

6. Conclusions

The growing demand for wind power is driving the development of capacity turbines increasingly on ever higher towers, demanding new solutions in the structural context. This paper discusses various aspects of the structural design of towers for wind power generation made of conventional concrete C50 class or UHPFRC. The specifications in Brazilian standards and requirements of IEC were

adopted, as well as the interim recommendations of the AFGC. The main results are displayed below:

1. The shear strength obtained by the proposed model agrees with experimental results in the literature, especially regarding the prestressing;
2. A non-linear design model was presented for prestressed slender columns, the group that owns the prestressed concrete wind towers and presented several notes and considerations in the calculation process;
3. Within the restrictions made and considered loads, were obtained for the UHPFRC a value 2.02 times the price per cubic meter to C50 class. Although low, this is only an initial and conservative value, since this study did not discuss issues related to the long-term durability, fatigue and was still maintained to this concrete, the same minimum thickness of others, for the parametric analysis;
4. The limitation of displacement is required, but if excessive, it leads to an increase in stiffness and restricts the design of towers to lower frequencies and therefore deserves further study.

7. Acknowledgments

Thanks to CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – for partial funding of this research by granting the author masters scholarship.

8. Bibliographic references

- [1] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J. Concrete Structures for Wind Turbines. Berlin: Ernst & Sohn, 2013. 242 p.
- [2] MA, H. W.; MENG, R. Optimization design of prestressed concrete wind-turbine tower. Science China: Technological Sciences. Vol. 57, n. 2, 2014, p. 414-422.
- [3] LA NIER, M. P. LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers. Golden: National Renewable Energy Laboratory, 2005. 698 p.
- [4] CAVALCANTI, M.; CARVALHO, C.; BORBA, A.; CAVALCANTI, A.; ANDRADE, T.; HELENE, P. Qualidade do concreto do

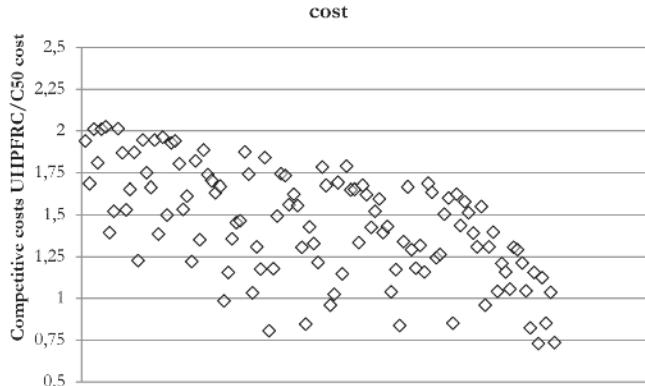


Figure 9

Relationship between UHPFRC competitive costs and the cost per cubic meter of C50 of several wind towers on the y axis. The x axis refers to the numbering of the tower by design order (that remains implicit numbering)

- Parque Eólico de Casa Nova. Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 62-68, 2014.
- [5] AFGC – ASSOCIATION FRAÎCAISE DU GÉNIE CIVIL. Bétons fibrés à ultra-hautes performances: Recommandations provisoires. SETRA – Service d'études techniques des routes et autoroutes, France, Janvier, 2002, 152 p.
- [6] JAMMES, F. X. Design of Wind Turbines with Ultra-High Performance Concrete. Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2009. 73 p.
- [7] IEC – INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. Wind Turbines Part 1: Design Requirements. EN 61400-1. 3rd edition, Geneva, 2005.
- [8] MALCOLM, D. J.; HANSEN, A. C. WindPACT Turbine Rotor Design Study. National Renewable Energy Laboratory, Colorado, April, 2002. 84 p.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devido ao vento em edificações. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.
- [10] HAU, E. Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics. 2nd ed. Berlin: Springer, 2006.
- [11] DEUTSCH INSTITUT FÜR NORMUNG. Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten. DIN 1055-4. Berlin, 2005.
- [12] CSI. Analysis Reference Manual: For SAP2000®, ETABS® and SAFE®. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, United States, 2009.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14). ACI 318. Farmington Hills, 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [16] FRANÇA, R. L. S. Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991. 228 p.
- [17] ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado: Volume 3. 2^a ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 184 p.
- [18] SPASOJEVIĆ, A. Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design. Doctoral thesis Nr. 4051, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2008.
- [19] JUNGWIRTH, J. Zum Tragverhalten Von Zugbeanspruchten Bauteilen Aus Ultra-Holchleistungs-Faserbeton. Doctoral thesis Nr. 3429, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2006.
- [20] CEB-FIP – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Model Code for Concrete Structures. 3rd edition, Lausanne, 1978.
- [21] CHOLFE, L.; BONILHA, L. Concreto Protendido: teoria e prática. São Paulo: Pini, 2013.
- [22] ARAÚJO, J. M. Pilares esbeltos de concreto armado: Parte 1: Um método não linear para análise e dimensionamento. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 18, Novembro, 2011. p. 81-93.
- [23] TEIXEIRA, P. W. G. N.; C. E. M., MAFFEI; M. C. GUAZELLI. Resistência à força cortante de vigas de concreto armado com seção transversal circular. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 5, n. 6, Dezembro, 2012, p.781-797.
- [24] TURMO, J.; RAMOS, G.; A PARICIO, A. C. Shear truss analogy for concrete members of solid and hollow circular cross section. Engineering Structures 31, 2009, p. 455-465.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008.
- [26] MERTA, I.; KOLBITSCH, A. Shear area of reinforced concrete circular cross-section members. 31st Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 16-17 August 2006, Singapore.
- [27] VÖLGYI, I.; WINDISCH, A.; FARKAS, G. Resistance of reinforced concrete members with hollow circular cross-sections under combined bending and shear – Part I: experimental investigation. Structural Concrete 15, n. 1, 2014.
- [28] MERTA, I. Shear strength model of reinforced concrete circular cross-section members. Structural Engineering Mechanics and Computation 3, A. Zingoni, ed. 2007, Seção 22, p. 493-494.
- [29] CONCRETE CENTRE. Concrete Wind Towers: Concrete Solutions for Offshore and Onshore Wind Farms. The Concrete Centre (website: www.concretecentre.com), 2005.
- [30] DUARTE, E. P. Evolução das torres eólicas pré-moldadas protendidas. Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 36-41, 2014.
- [31] SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2014.
- [32] PINI. Construção Mercado: Negócio de Incorporação e Construção. São Paulo, n. 163, Fevereiro, 2015.

Economic viability of ultra high-performance fiber reinforced concrete in prestressed concrete wind towers to support a 5 MW turbine

Viabilidade econômica do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras aplicado em torres eólicas de concreto protendido para sustentação de uma turbina de 5 MW

P. V. C. N. GAMA^a
calmon@usp.br

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

Abstract

The Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete is a material with remarkable mechanical properties and durability when compared to conventional and high performance concrete, which allows its use even without the reinforcement. This paper proposes the design of prestressed towers for a 5 MW turbine, through regulatory provisions and the limit states method, with UHPFRC and the concrete class C50, comparing the differences obtained in the design by parametric analysis, giving the advantages and disadvantages of using this new type of concrete. Important considerations, simplifications and notes are made to the calculation process, as well as in obtaining the prestressing and passive longitudinal and passive transverse reinforcement, highlighting the shear strength of annular sections comparing a model proposed here with recent experimental results present in the literature, which was obtained good agreement. In the end, it is estimated a first value within the constraints here made to ensure the economic viability of the use of UHPFRC in a 100 m prestressed wind tower with a 5 MW turbine.

Keywords: Ultra-high performance fiber-reinforced concrete; UHPFRC; prestressed wind towers; shear strength; design.

Resumo

O Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF) é um material com notáveis características mecânicas e de durabilidade ao comparar-se com concretos convencionais e até de alto desempenho, o que permite seu emprego mesmo sem a utilização de armadura. O presente artigo propõe o dimensionamento de torres protendidas destinadas à sustentação de turbinas de 5 MW, através de disposições normativas e do método dos estados limites, com o emprego de CUADRF e a classe de concreto C50, comparando-se as diferenças obtidas no dimensionamento por meio de análise paramétrica, atribuindo vantagens e desvantagens no uso deste novo tipo de concreto. Importantes considerações, simplificações e apontamentos são feitos para o processo de cálculo, assim como na obtenção das armaduras ativa e passiva longitudinal e passiva transversal, colocando em evidência a resistência ao esforço cortante das seções anulares ao comparar um modelo aqui proposto com recentes resultados experimentais presentes na literatura, dos quais se obtém boa concordância. Ao final, estima-se um primeiro valor dentro das restrições aqui feitas para que se assegure a viabilidade econômica no uso do CUADRF em uma torre eólica protendida com 100 m de altura e turbina de 5 MW.

Palavras-chave: Concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras; CUADRF; torres eólicas protendidas; resistência ao esforço cortante; dimensionamento.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo – SP, Brasil.

Received: 07 Apr 2015 • Accepted: 29 Apr 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

O melhor aproveitamento da energia contida no vento se dá com maiores alturas, uma vez que o vento é quase sempre mais forte e menos turbulento na medida em que sua tomada de pressão é feita com maior altura. Deste modo, a evolução das turbinas eólicas, com capacidade cada vez maior na geração de energia, veio acompanhada também de um aumento nas dimensões de seus componentes, como é o caso do rotor, da nacelle e da torre; sendo que esta última vem sendo feita, principalmente, com seção transversal circular em aço ou em concreto protendido, com protensão externa ou interna, *in loco* ou pré-fabricada (Grünberg e Göhlmann [1]).

Como descrevem Ma e Meng [2], as torres de concreto possuem vantagens, entre as quais as que merecem destaque são a maior flexibilidade na construção e projeto, a necessidade mínima de manutenção, uma melhor resposta dinâmica, bem como a melhor possibilidade de transporte. Entretanto, em geral, tem-se utilizado concreto de classe de resistência do grupo I (La Nier [3], [1], [2], Cavalcanti *et al.* [4]).

O Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF ou UHPFRC – Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete) é um material que alia grande resistência à compressão (mais de 150 MPa) e à flexão, com uma notável ductilidade e durabilidade (AFGC [5]). Enquanto sua durabilidade se deve a microestrutura de CUAD, que é muito mais compacta e homogênea, sua ductilidade é garantida pela presença das fibras, que melhoram a resistência à tração e flexão e que permitem que seu uso se dê em elementos estruturais isentos do emprego de armaduras passiva ou ativa. Por se tratar de um material que demanda um rigoroso controle tecnológico e um custo mais elevado de confecção quando comparado aos materiais tradicionais, sua utilização se justifica mediante as necessidades de projeto, visando à durabilidade do material resultante, assim como a leveza da estrutura, que não poderiam ser facilmente atendidas com emprego de outros materiais, a exemplo do concreto convencional. Por essas razões, o CUADRF assume uma posição de destaque, um material com potencial para o uso em torres eólicas protendidas, como visto em Jammes [6], embora se trate de uma torre eólica de CUADRF não protendida e não armada.

Deste modo, o presente artigo investiga, através de um dimensionamento não linear, o uso de um concreto de classe C50 e o emprego do CUADRF no projeto de torres eólicas protendidas, buscando comparar o emprego destes materiais através do custo

total de cada torre, propondo um valor inicial para o qual o CUADRF se torne competitivo. Neste trabalho é utilizado um exemplo de uma torre de 100 m de altura, com uma turbina de 5 MW, com características e carregamentos provenientes específicos. Sendo assim, não se pretende impor restrições ao uso das classes de concreto ou à geometria das torres.

2. Ações e combinações adotadas

2.1 Casos de carregamento

Tendo em vista todos os casos de carregamento presentes na 61400-1 [7], “Wind Turbines – Part 1: Design Requirements”, por motivo de simplificação, visando ao dimensionamento de uma torre eólica, serão utilizados os dois casos seguintes: um para a *turbina em operação* e outro para a *turbina em não operação*, assim com em La Nier [3] e Ma e Meng [2]:

- *Turbina em Produção de Energia (DLC1.6)*: corresponde à **rajada de vento durante a operação da turbina**. A condição de vento é o EOG_{50} ;
- *Turbina Parada (DLC 6.1)*: corresponde à **rajada de vento durante o repouso da turbina**. A condição de vento é o EWM_{50} .

2.2 Carregamento da turbina

O carregamento no topo da torre eólica proveniente das cargas de vento e de operação da turbina são aqueles usados por [3] e oriundos do “WindPACT Turbine Rotor Design Study” [8], para turbinas de 5 MW e condições de vento $EOG50$ e $EWM50$. Os valores dos esforços solicitantes característicos são descritos na Tabela 1. Nota-se que são utilizadas resultantes tanto para o esforço axial quanto para o momento fletor, pois a seção transversal é axissimétrica. Para o esforço axial no topo da torre considera-se, neste caso, apenas o peso da turbina para ambos. Vale salientar que o efeito do momento torçor foi desconsiderado.

Para a condição de não operação, $EWM50$, foi usada uma rajada de vento de 3 s com velocidade de 59,5 m/s (turbina de Classe II), enquanto que para a condição em operação, $EOG50$, tem-se uma rajada de vento de 3 s com 35 m/s, ambas na altura do cubo do rotor da turbina eólica (100 metros). As turbinas eólicas possuem sistemas de controle que impedem seu funcionamento em velocidades de vento muito elevadas (velocidade de corte), com o intuito de não danificar a máquina, justifica-se o fato da rajada em operação ser menor do que a rajada em não operação.

Tabela 1

Esforços solicitantes considerados no topo da torre eólica para uma turbina de 5 MW

EOG50	EWM50
$P_T = m_T g \cong 480.076 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \cong 4709,55 \text{ kN}$	
$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{x,T}^2} = \sqrt{1057^2 + 128^2} \cong 1064,72 \text{ kN}$	$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{x,T}^2} = \sqrt{199^2 + 543^2} \cong 578,32 \text{ kN}$
$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{x,T}^2} = \sqrt{5.822^2 + 18.440^2} \cong 19.337,25 \text{ kN.m}$	$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{x,T}^2} = \sqrt{21.820^2 + 18.440^2} \cong 28.568,27 \text{ kN.m}$
P _T – Esforço axial, V _T – Esforço cortante, M _T – Momento fletor, m _T – massa da turbina.	

2.3 Carregamento de vento na torre

Com o interesse de manter a coerência com o carregamento adotado para a turbina, bem como fazer uso da proposta dada em [3], exceto por ser priorizada as recomendações da norma brasileira, faz-se necessário converter a velocidade da altura do cubo do rotor para a altura usual de 10 metros usada pelas normas de vento. Para tal, são adotados dois expoentes relativos aos perfis de velocidade de vento para cada uma das duas condições de vento, sendo eles: $\alpha = 0,11$ para *EWM50* e $\alpha = 0,2$ para *EOG50*. Esses expoentes são usados na lei de potência de cada perfil de velocidade e estão de acordo com a ref. [7]. Deste modo, as rajadas de vento de 3 s, com período de retorno de 50 anos, com uma altura de 10 m adotadas são:

■ *EWM50*: $v(10) = 59,5(10/100)^{0,11} \approx 46,19 \text{ m/s}$

■ *EOG50*: $v(10) = 35(10/100)^{0,2} \approx 22,08 \text{ m/s}$

Na obtenção do carregamento de vento ao longo da torre é utilizando o *modelo discreto* da ABNT NBR 6123:1988 [9], uma vez que as torres de concreto devem possuir uma frequência natural tão baixa quanto possível (no primeiro modo de vibração de flexão) e, portanto, são estruturas suscetíveis à vibração. Esta baixa frequência é desejável uma vez que com o aumento do tamanho das turbinas, a economia no peso da torre que pode ser atingida com um “projeto flexível” representa um benefício econômico considerável (Hau [10]).

Quanto às características do terreno como *variação do relevo* (S_1) e *rugosidade*, adotadas para a obtenção da velocidade de projeto, tendo em vista o local de instalação de torres eólicas que devem privilegiar o aproveitamento do vento, são adotados: $S_1 = 1$. e *rugosidade de categoria II* (terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível e com poucos obstáculos, tais como zonas costeiras, pradarias e charnecas, dentre outros). Justifica-se o valor para o fator de variação do relevo, pois dentro das três “categorias” apenas para vales profundos e protegidos de vento o valor de S_1 torna-se 0,9, sendo que para os outros é, no mínimo, igual a 1,0, podendo ser ainda maior no topo de morros e taludes.

A rugosidade de categoria II é usada para não restringir o local de implantação às superfícies aquáticas (mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação) e, segundo a ref. [1], em equivalência com a norma alemã DI1055-4 [11], podem ser descartadas as rugosidades maiores. Em relação ao fator estatístico, o mesmo é usado com valor $S_3 = 1,0$, já que a velocidade do vento apresenta um período de retorno de 50 anos, com uma probabilidade de 63% de ser igualada neste período e que, além de ser uma edificação industrial de baixo fator de ocupação, também faz parte de uma usina de energia.

A obtenção do primeiro modo de vibração, junto à primeira frequência natural, é feita através de simulação numérica, com o uso do programa de elementos finitos SAP2000 [12], o qual obtém a solução do problema de autovalores para estruturas constituídas por sistemas de vários graus de liberdade em vibração livre e sem amortecimento:

$$[K - \Omega^2 M] \Phi = 0 \quad (1)$$

onde, K corresponde à matriz de rigidez, M é a matriz diagonal de massa, Ω^2 é a matriz diagonal de autovalores e Φ é a matriz de autovetores. A razão de amortecimento crítico ζ , importante

na obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica ζ e, consequentemente, no carregamento de vento, pode ser obtida através da Tabela 19 da ref. [9], considerando o grupo “*Torres e chaminés de concreto, seção variável*”, para o qual, $\zeta = 0,015$.

O módulo de elasticidade utilizado no cálculo do modo de vibração e da frequência natural da estrutura é o *módulo de elasticidade secante do concreto*, pois, ao se tratar de dimensionamento, a priori, ainda não se sabe a quantidade de aço das armaduras passiva e ativa.

2.4 Combinações em estado limite de serviço e estado limite último

Por encontrar-se amplamente difundido em normas de projeto estrutural, é comum adotar o *método dos estados limites* que, por sua vez, são divididos em: *estados limites últimos*, que correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, e *estados limites de serviços*, que correspondem às exigências funcionais e de durabilidade. Para cada um dos tipos de estados limites é aplicado uma das condições de vento com suas respectivas rajadas, ou seja, para os estados limites de serviço, o carregamento obtido com o *EOG50*, e, para os estados limites últimos, aquele obtido empregando o *EWM50* ([3] e [2]).

Por se tratar de uma estrutura pré-moldada pretendida, de modo a evitar o surgimento de tensões de tração nas juntas entre os anéis enquanto a estrutura está em serviço e, por ser a rajada de vento em operação com período de retorno de 50 anos, uma situação que deverá ocorrer poucas vezes durante o período de vida da estrutura, justifica-se o uso da combinação rara no *Estado Limite de Serviço de Descompressão* (ELS-D). Neste sentido, o caso fica caracterizado como nível de *protensão completa* para o dimensionamento da seção de concreto pretendido. Deste modo, as combinações de ações recomendadas pela ABNT NBR 8681 [13] que levam em conta a condição de vento *EOG50* podem ser descritas por:

■ *Estado Limite de Descompressão* (ELS-D): combinação rara, fibra inferior:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} : \quad (2)$$

$$S(F_{g1,k} + N_{p\infty} + F_{q1,k}) \leq 0$$

■ *Estado Limite de Compressão Excessiva* (ELS-CE): combinação rara, fibra superior:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} : \quad (3)$$

$$S(F_{g1,k} + N_{p\infty} + F_{q1,k}) \geq -0,6 f_{ck}$$

O valor limite na equação 2.5 está de acordo com a norma americana ACI 318:2014 [14], que define a tensão máxima de compressão no concreto em serviço após as perdas de protensão. Com relação ao *Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas* (ELS-DEF), parece ainda não haver um critério simplificado

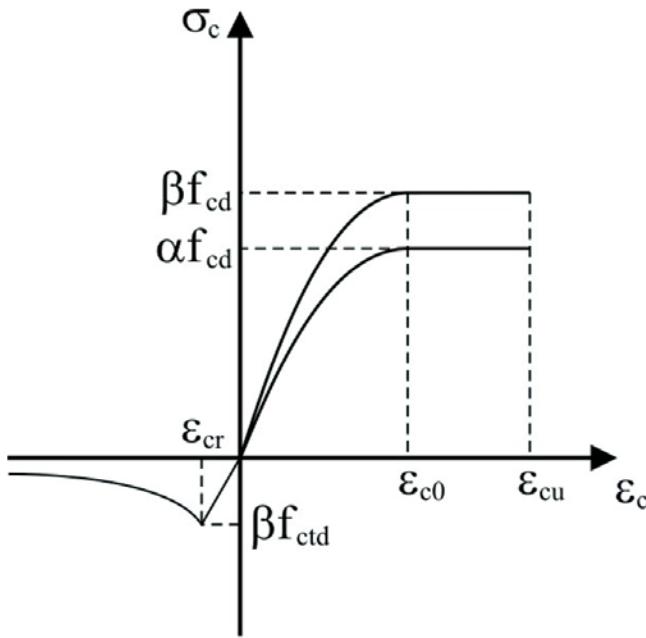


Figura 1
Diagrama tensão-deformação adotado para o concreto

claramente definido para o deslocamento máximo no topo da estrutura, de modo que são aqui adotados $\Delta_{\text{máx}} = L / 400$ (maior valor em [6]) e $\Delta_{\text{máx}} = L / 250$. Ainda, Ma e Meng [2] usam $\Delta_{\text{máx}} = L / 100$, pela norma chinesa, em analogia da torre eólica com chaminés de concreto, entretanto não será adotado nesta investigação. Neste estudo, o deslocamento no topo da estrutura é obtido com combinação rara de serviço usando a *não linearidade geométrica* por meio de processo P-n, presente no programa SAP2000, considerando o módulo de elasticidade secante do material e o momento axial de inércia da seção bruta de concreto. O mesmo vale para os esforços obtidos nas seções para os demais estados limites em serviço.

Uma vez que é feito uso de uma turbina eólica com frequência de operação conhecida, 11,2 rpm ou 0,187 Hz (ref. [3] e [8]), deseja-se que a frequência natural do primeiro modo de vibração da torre evite os intervalos de frequências $1p \pm 10\%$ e $3p \pm 10\%$ (onde, $1p$ é a frequência do rotor e $3p$ da passagem das pás) para evitar os efeitos de ressonância com a operação da turbina (ref. [1]). Não é considerado intervalo de frequência operacional do rotor.

Em relação ao *Estado Limite Último*, quando do esgotamento da capacidade resistente da seção, a condição de vento a ser considerada, como já explicitado, é a EWM50. Trata-se de uma combinação última normal, que deve ser feita levando em consideração as não linearidades físicas e geométricas. Quanto aos coeficientes de majoração das ações, sua utilização depende do tipo de combinação, da ação e se a mesma está atuando em sentido favorável ou desfavorável. Desta forma: para o peso próprio da estrutura $F_{g1,k}$, na combinação última normal, o coeficiente de ponderação γ_f utilizado é $\gamma_g = 1,4$, desconsiderando-se o caso de estrutura pré-moldada [15]; para a ação variável $F_{q1,k}$ causada pelo vento que atua diretamente na torre, na combinação última normal,

o coeficiente de ponderação adotado é de $\gamma_{q1} = 1,4$; a força de protensão $N_{p\infty}$ possui um coeficiente de ponderação $\gamma_p = 0,9$ para a combinação última normal; para as ações na torre provenientes da incidência do vento na turbina eólica, $F_{q2,k}$, o coeficiente de ponderação adotado é o mesmo fornecido pela ref. [7], $\gamma_{q2} = 1,35$, uma vez que foram tomados separados os carregamentos da turbina eólica e da torre.

Deste modo, a combinação normal no *Estado Limite Último* pode ser descrita como:

$$S_d = S(\gamma_f F_k) = S(\gamma_g F_{g1,k} + \gamma_p N_{p\infty} + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \gamma_{q2} F_{q2,k}) < S_{lim} \quad (4)$$

Nesta última equação, a notação dos índices foi modificada em relação à norma brasileira. Em verdade, só é considerada uma ação variável principal (o vento), sendo esta desdobrada em “duas” parcelas de ações variáveis principais, cada uma com seu coeficiente de ponderação.

3. Comportamento não linear dos materiais

3.1 Diagramas tensão-deformação

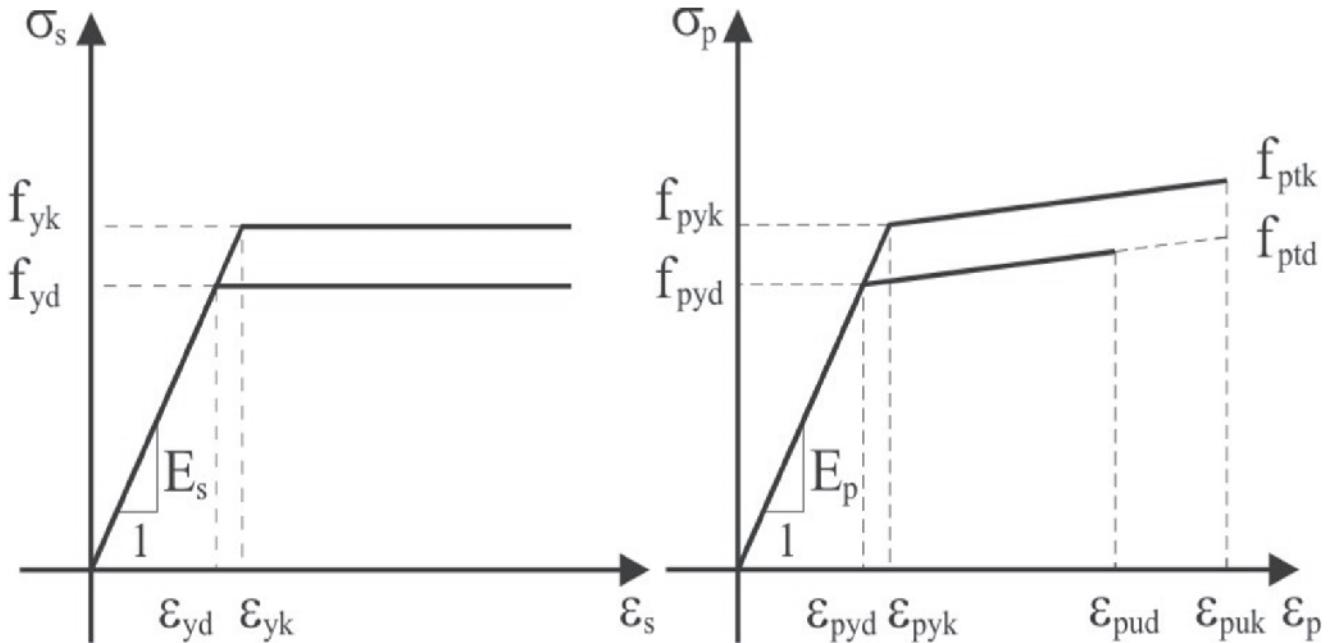
A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [15] apresenta, tanto para o cálculo de esforços e deformações (**análise de segunda ordem**) quanto para o cálculo dos esforços resistentes últimos (**dimensionamento da área de aço**), o diagrama parábola-retângulo para a relação tensão-deformação do concreto na compressão, que é dado por:

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (5)$$

$$\sigma_c = f_c \text{ para } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (6)$$

Onde, f_c é a resistência à compressão do concreto, com ponderações apropriadas ao tipo de análise realizada. De acordo com a ref. [15] e França [16], no cálculo do deslocamento, $f_c = \beta f_{cd} = 1,10 f_{cd}$, no qual já se encontra multiplicado o coeficiente para efeito de carga mantida, o efeito Rüsch, e na verificação da ruptura, $f_c = \alpha f_{cd} = 0,85 f_{cd}$ (α é o próprio efeito Rüsch). A resistência de cálculo do concreto f_{cd} é a resistência característica minorada pelo coeficiente parcial de segurança $\gamma_c = 1,4$. Os valores dos parâmetros ε_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico), ε_{cu2} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) e do expoente n , na equação, diferem a depender se o concreto pertence até classe C50 ou se é da classe C55 até C90.

é considerada a resistência à tração do concreto quando da verificação de ruptura, uma vez que quanto mais próxima uma seção está de sua capacidade resistente, menor é a diferença entre o Estágio II puro e o Estágio II. Entretanto, de forma a não penalizar tanto a seção, quando na *análise de segunda ordem*, um coeficiente de ponderação $\beta = 1,10$, também é adotado para a relação tensão-deformação do concreto na tração. O diagrama tensão-deformação adotado para o trecho ascendente à tração é

**Figura 2**

Diagramas tensão-deformação para armadura passiva e ativa

considerado *linear elástico* até uma tensão de resistência de cálculo à tração do concreto, f_{ctd} , fazendo uso do módulo de elasticidade inicial. A partir da deformação correspondente à máxima tensão de tração, é definida para o trecho descendente a equação proposta por Araújo [17], exceto pelos valores de cálculo e pelo coeficiente de ponderação:

$$\sigma_{ct} = E_{ci}\varepsilon_{ct} \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{cr} \quad (7)$$

$$\sigma_{ct} = \beta f_{ctd} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}} \right)^{0,6} \quad \text{para } \varepsilon_{ct} > \varepsilon_{cr} \quad (8)$$

Onde $\varepsilon_{cr} = \beta f_{ctd} / E_{ci}$ é a deformação de fissuração do concreto. O diagrama tensão-deformação do concreto é apresentado na Figura 1.

Os diagramas tensão-deformação para as armaduras passiva e ativa são apresentados na Figura 2. O coeficiente parcial de segurança para os dois tipos de aço é $\gamma_s = 1,15$. Para o aço da armadura passiva é considerado um comportamento *elastoplástico perfeito*, tanto à tração quanto à compressão, seja para o cálculo das deformações (utiliza-se o diagrama com f_{yk}) ou do dimensionamento da seção (utiliza-se o diagrama com f_{yd}). Ata-se o aço CA-50 e um módulo de elasticidade de $E_s = 200$ GPa. Limita-se a deformação de tração ao valor de 10% como critério de ruptura. Para o aço da armadura ativa, em geral, pode ser assumido um comportamento *bilinear*, tanto para o cálculo das deformações (utiliza-se o diagrama com valores característicos) quanto para o dimensionamento (utiliza-se o diagrama com valores de projeto). Adotam-se cordoalhas tipo CP-190-RB, um módulo de elasticidade tangente inicial de $E_p = 200$ GPa e uma deformação específica $\varepsilon_{puk} = 40\%$. Demais grandezas assumem valores de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Para o Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras (CUADRF), tendo em vista a ausência de valores experimentais, são adotadas as seguintes simplificações e considerações no diagrama tensão-deformação à tração, usado para o estado limite último. Tal como em Spasojević [18], a partir dos testes de tração direta de Jungwirth [19], são adotados um **domínio linear elástico** e, após este, um **domínio pseudoplástico** com patamar limitado a 2,5%, no qual ocorre múltipla microfissuração, mas sem que as deformações passem a se localizar em uma ou mais macrofissuras

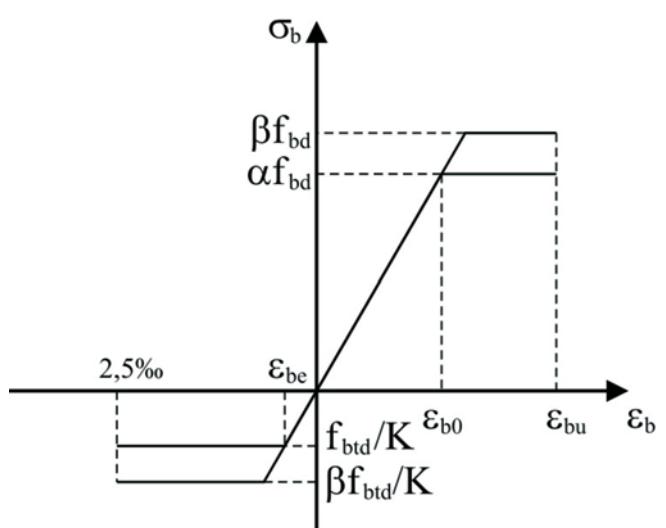
**Figura 3**

Diagrama tensão-deformação para o CUADRF proposto

principais. Por simplificação, foi desconsiderado o último domínio que seria de **abrandamento**, no qual a tensão não mais se relaciona diretamente com a deformação, mas sim com a abertura de fissuras. Contudo, pretende-se verificar em trabalhos futuros a influência da consideração do domínio de abrandamento para o CUADRF.

As propriedades mecânicas e valores característicos para o CUADRF utilizado — “Béton Spécial Industriel” (BSI) — encontram-se também presentes nas recomendações provisórias da AFGC [2] e são: $f_{bk} = 180$ MPa, $f_{btk} = 9,1$ MPa e $E_b = 65$ GPa. O coeficiente parcial de segurança é $\gamma_b = 1,3$ e no caso da tração é ainda considerado um coeficiente adicional de orientação das fibras $K = 1,25$ (quando não se considera efeitos locais). São utilizados os mesmos coeficientes de ponderação α e β , para dimensionamento e análise de segunda ordem, respectivamente (Figura 3). Como a AFGC nada menciona sobre o efeito rüsch na tração, adota-se apenas o coeficiente $\beta = 1,10$, para não penalizar e superestimar as deformações.

3.2 Obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal

Para a obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal é necessário estabelecer hipóteses sobre a configuração deformada da barra, considerada esbelta. Como usualmente empregado, admitem-se as seguintes hipóteses: hipótese de Navier-Bernoulli, pela qual as seções transversais, inicialmente planas e normais ao eixo da barra, permanecem planas e normais ao eixo deformado até o Estado Limite Último, assim as distorções provocadas por tensões cisalhantes podem ser desprezadas (pequenas deformações); existe aderência perfeita entre a armadura ativa e passiva e o concreto; os diagramas

tensão-deformação para descrever o comportamento não linear dos materiais são aqueles descritos na seção anterior; e a ruptura da seção transversal ocorre uma vez que sejam atingidas as deformações limites para o concreto e/ou para o aço. Da hipótese de Navier-Bernoulli, tem-se para o campo de deslocamentos no interior da barra no plano:

$$u(x, y) = u_0(x) - y \frac{dv}{dx}, \quad v(x, y) = v(x) \quad (9)$$

Logo, resulta em uma *distribuição linear de deformações longitudinais* ao longo da altura da seção transversal. Assumindo como curvatura do eixo baricêntrico da barra, a segunda derivada de v , a deformação em um ponto genérico da seção transversal, é dada por:

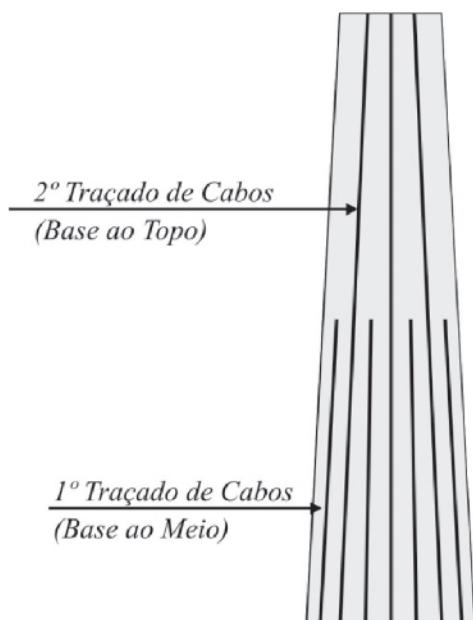
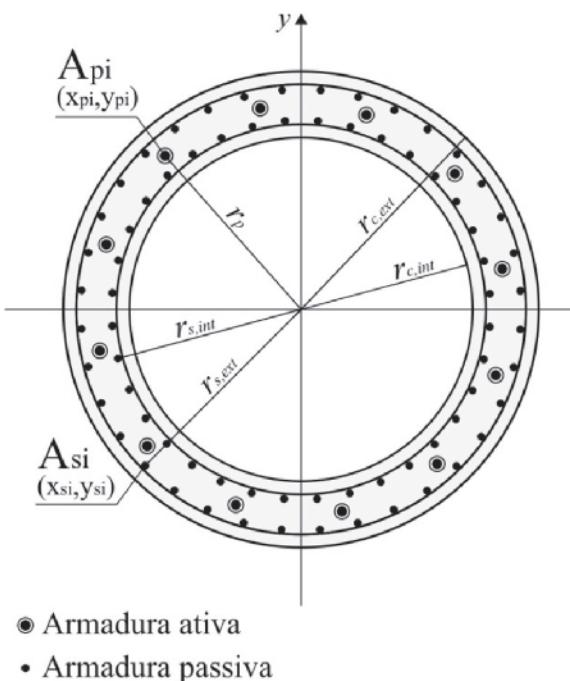
$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 - y \frac{d^2v}{dx^2} = \varepsilon_0 + y\chi \quad (10)$$

Em virtude da *hipótese de aderência perfeita*, as deformações nas armaduras passiva e ativa também são descritas pela mesma equação anterior. Para o caso do aço de protensão, na *pós-tração com aderência*, é ainda preciso considerar a deformação inicial de pré-alongamento da armadura $\Delta\varepsilon_{pi}$. Assim, as deformações relativas a cada componente da seção tornam-se:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ci} &= \varepsilon_0 + y_{ci}\chi, \quad \varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + y_{si}\chi, \quad \varepsilon_{pi} = \\ \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} &= \Delta\varepsilon_{pi} + \varepsilon_0 + y_{pi}\chi \end{aligned} \quad (11)$$

Com a protensão centrada, a deformação de pré-alongamento na pós-tração é dada por:

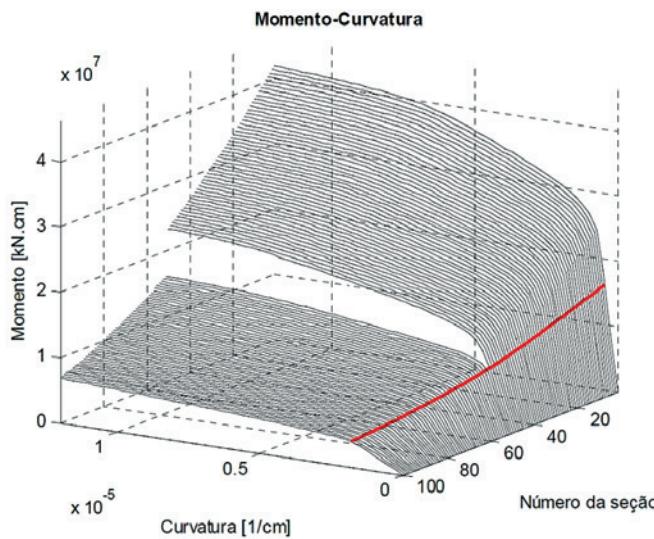
$$\Delta\varepsilon_{pi} = \gamma_p \left[N_{p\infty} \left(\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_{cs} A_g} \right) \right] \quad (12)$$



Torre com dois traçados de cabos.

Figura 4

Corte esquemático de seção anular com disposições das armaduras ativa e passiva e traçados de cabos

**Figura 5**

Diagramas momento-curvatura associados aos esforços solicitantes na combinação última (momento fletor e esforço axial): seções ao longo da torre para o caso utilizado de protensão completa ao longo das 100 seções. A linha vermelha corresponde aos pares momento-curvatura associados aos esforços na combinação última

A seção transversal anular (ver Figura 4) possui n barras de armadura, sendo a metade destas barras uniformemente disposta em cada perímetro da seção, interno e externo. Os cabos estão dispostos de modo uniforme ao longo do perímetro do raio médio da seção e são compostos pela mesma quantidade de cordoalhas. Uma barra genérica possui área igual a A_{si} e coordenadas (x_{si}, y_{si}) e um cabo genérico possui área igual a A_{pi} e coordenadas (x_{pi}, y_{pi}) .

Aplicando as equações de equilíbrio, obtém-se os esforços na seção transversal para a flexo-compressão normal:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} (\varepsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} (\varepsilon_{pi}) A_{pi} \quad (13)$$

$$M = \int_{A_c} \sigma_c y dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} (\varepsilon_{si}) y_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} (\varepsilon_{pi}) y_{pi} A_{pi} \quad (14)$$

Onde se desconsidera o segundo momento fletor devido à assimetria da seção. As integrais são feitas ao longo de toda a área de concreto e resolvidas, numericamente, por meio da regra de Simpson, realizando a integração ao longo da espessura e da circunferência (lamelas radiais e circunferenciais).

A relação momento-curvatura-força normal é obtida através do controle das deformações pelo qual vêm sendo adotadas curvaturas

χ , de forma incremental, calcando-se assim os esforços internos (N, M) até que sejam equilibrados com os esforços externos (N_{ext}, M_{ext}). O procedimento descrito pode ser realizado através de métodos iterativos, como por exemplo, pelo método de Newton-Raphson. Neste caso, pretende-se obter a raiz da função definida por:

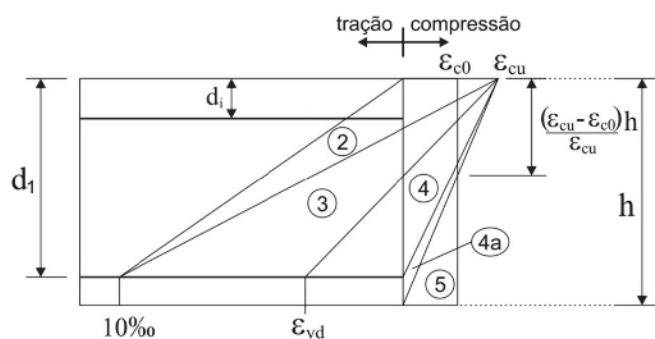
$$f(N) = N_{ext} - N = N_{ext} - \left(\sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci} (\varepsilon_{ci}) \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} (\varepsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} (\varepsilon_{pi}) A_{pi} \right) \quad (15)$$

$$\varepsilon_{0i+1} = \varepsilon_{0i} - \frac{f(N)}{f'(N)} \quad (16)$$

No cálculo da raiz dessa função, de modo a melhorar a convergência do algoritmo, é aplicada uma adaptação no método de Newton, tornando-o mais robusto. Tal como no método da bissecante, impõe-se, inicialmente, a pesquisa do intervalo de solução. Para cada novo valor da variável obtido dentro do intervalo, adapta-se o intervalo de solução, reduzindo-o. Caso este novo valor esteja fora dos limites do intervalo, o último intervalo de solução e os correspondentes valores para a função são empregados no método da bissecante, obtendo um valor, inevitavelmente, interno ao intervalo. Em seguida, reduz-se o intervalo e volta a se empregar o método de Newton. Isto afasta o problema de instabilidade. Os resultados obtidos para as seções anteriores são armazenados para servir como nova estimativa, garantindo ainda maior velocidade na solução.

3.3 Domínios de dimensionamento

O cálculo da área de aço passivo da seção pretendida é feito por meio dos domínios de dimensionamento no estado limite último de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (Figura 6), sendo também admitidos como forma de dimensionamento para o CUADRF (ref. [2]), bastando apenas alterar as deformações correspondentes. O procedimento consiste em encontrar, iterativamente, a profundidade x da linha neutra, que se situa no intervalo de 0 a ∞ , na flexo-compressão. As tensões são, então, obtidas de acordo com as deformações impostas pelos domínios, bem como pela

**Figura 6**

Domínios de dimensionamento para uma seção transversal (adaptado da NBR 6118 (15))

profundidade da linha neutra e a solução é encontrada resolvendo-se as mesmas equações de equilíbrio com o método de Newton adaptado, conforme apresentado na seção anterior. Como a posição da armadura é conhecida, não é feita restrição aos domínios de dimensionamento, como no caso de pilar.

4. Dimensionamento de pilares esbeltos de concreto protendido

Torre é adotada com uma altura L de 100 m, dividida em 25 anéis, cada um com 4 m de altura. As seções possuem dimensões que variam linearmente da base ao topo da estrutura. Para cada anel, a área de aço passivo é considerada constante. Quanto ao método dos elementos finitos, cada anel é dividido em número suficiente de elementos unidimensionais com geometria constante para cada um, referente ao ponto médio do elemento. Deste modo, são suficientes quatro elementos por anel, resultando em 100 elementos. A estrutura é considerada engastada na base.

4.1 Armadura ativa

Os esforços solicitantes nas seções destinados ao cálculo da armadura ativa são obtidos por análise não linear geométrica, através da consideração do efeito P-n (CSI [12]), com o módulo de elasticidade secante E_{cs} .

Consideram-se, para a torre, dois traçados de cabos, $t_r = 2$, tendo em vista a redução no comprimento total de bainhas e de cabos. Explica-se, a partir de algumas considerações: o comprimento de cada traçado é tomado como um múltiplo do comprimento total sobre a quantidade de traçados, $i \cdot L / t_r$, com $1 \leq i \leq t_r$; a variação horizontal do traçado é desprezível como $\Delta y \ll \Delta z$, logo $\Delta s = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta z^2} \cong \Delta z$; o número de cordoalhas é o mesmo para cada cabo; admite-se, como estimativa, que a variação da força de protensão obtida para as seções seja linear, desde a base até o topo. Vale destacar que o valor da tensão no topo é considerado com aproximadamente nulo (pequena tensão de tração), decorrendo que cada segmento da torre, L / t_r , possui $i \cdot n_{cabos} / t_r$ cabos, para $1 \leq i \leq t_r$. Desta forma, adotando-se a quantidade de cabos na base da torre como referência, n_{cabos} , tem-se para o comprimento total de cabos e bainhas:

$$L_{cabos} = \frac{L}{t_r} \sum_{i=1}^{t_r} n_{cabos} \frac{i}{t_r} = n_{cabos} \frac{L}{t_r^2} \frac{t_r(t_r+1)}{2} = \frac{(t_r+1)}{2t_r} n_{cabos} L = \gamma n_{cabos} L \quad (17)$$

Portanto, como γ tende, lentamente, a 0,5 à medida que o número de traçados tende ao infinito e seu valor já é de $\gamma = 0,75$ com $t_r = 2$, um valor médio entre os limites da função, permanece adotado esse último valor.

São adotadas cordoalhas de sete fios de diâmetro nominal de 12,7 mm, definindo-se um valor mínimo de 1 e máximo de 12 cordoalhas por cabo, respeitando os espaçamentos limites entre eixos de cabos, mínimo de 30 cm e máximo de 120 cm (mesmo adotado em lajes) [15]. Adota-se, dentre as possíveis opções, aquela que apresenta maior quantidade de cordoalha, consequentemente, menos cabos.

Também é feito um recálculo das perdas da força de protensão,

dado que é necessário, inicialmente, estimar as perdas para, então, verificar se estas correspondem às calculadas. Isto permite corrigir e até otimizar a área de aço protendido. O tipo da ancoragem é *ativa-passiva* sentido base-topo. São calculadas, para todas as seções e para cada traçado de cabos, tanto as perdas imediatas quanto as progressivas: atrito, acomodação das cunhas de ancoragem, encurtamento elástico do concreto, retração, fluência e relaxação.

É notável a grande influência dos **desvios parasitários** nas *perdas por atrito* ($\Delta N_{p0} / N_{pi} = [1 - e^{-(\mu a + kx)}]$), uma vez que estes não dependem dos ângulos de desvio do cabo ao longo de seu trajeto, mas sim do comprimento entre as ancoragens que, no caso, é de, aproximadamente, 100 metros (por meio de kx). Em razão disto, deve ser tomado valor tão baixo quanto possível para o coeficiente de atrito μ e, para tal, adota-se o valor de 0,10 (bainha metálica lubrificada). Isto já corresponde a uma perda próxima a 9,5% na força de protensão para uma torre em tronco de cone de mesma altura. As *perdas por acomodação das cunhas de ancoragem* são obtidas numericamente e iterativamente através do método da bissecante, tomando o valor de deslocamento relativo à acomodação da ancoragem como $nw = 6$ mm:

(18)

Onde, w é um ponto qualquer ao longo do comprimento longitudinal do cabo, L . Caso o ponto de equilíbrio seja maior do que este comprimento longitudinal (considerando ancoragem ativa-passiva) basta mudar a incógnita do problema de w para P , valor da força de protensão no final do comprimento L :

$$f(P) = nw - 2 \int_0^L [N_{p0}(x) - P] dx / (E_p A_p)$$

Neste caso, o intervalo de solução está em $P \leq N_{p0}(L)$. Não havendo parcela devida à carga permanente mobilizada e, considerando uma grande quantidade de cabos, a perda por encurtamento elástico é ao longo da torre:

$$\Delta N_p = \Delta \sigma_p A_p = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{N_{p0}}{A_p} A_p \quad (19)$$

so cada grupo de cabos, do traçado menor e maior, seja protendido nesta ordem, o encurtamento elástico do concreto provocado pela protensão do segundo grupo gera uma perda adicional na força de protensão dos cabos do primeiro grupo. As perdas referentes a este afrouxamento são levadas em conta pela compatibilidade de deslocamento entre os cabos e a metade inferior da torre.

No cálculo das *perdas progressivas*, é pertinente considerar que: as cargas devido ao peso próprio da torre, a protensão e o peso da turbina são aplicadas em fases suficientemente próximas; os cabos são uniformemente distribuídos na seção, sendo cada grupo de cabos tratado como um cabo resultante; existe aderência perfeita entre o concreto e a armadura e o elemento estrutural permanece no estádio I. Para a obtenção dos coeficientes de fluência, $\varphi(t_\infty, t_0)$, e de deformação específica de retração, $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$, toma-se a data de aicação dos carregamentos em $t_0 = 30$ dias, umidade média do ambiente de 75%, utilizando a tabela 8.2 da ref. [12]. Mesmo com as considerações a respeito da aplicação do carregamento e dos coeficientes, as perdas por *retração* e *fluência*, e *relaxação relativa*, são obtidas por meio do **método geral de cálculo**, com a *fórmula derivada do método da tensão média* presente no CEB-FIP 78 [20], tal como em Cholfe e Bonilha [21]:

$$n\sigma_{p,c+s}(t_\infty, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)E_p + \alpha_p(\sigma_{c,p0g} + \sigma_{c,g})\varphi(t_\infty, t_0) + \alpha_p \sum_i [n\sigma_{c,gi}\varphi(t_\infty, t_i)]}{\left[1 - \alpha_p \left(\frac{\sigma_{c,p0g}}{\sigma_{p0}}\right) \left(1 + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{2}\right)\right]} \quad (20)$$

$$n\sigma_{pr,rel}(t_\infty, t_0) = n\sigma_{pr}(t_\infty, t_0) \left[1 - 2 \frac{|n\sigma_{p,c+s}(t_\infty, t_0)|}{\sigma_{p0}}\right] \quad (21)$$

Para as perdas por relaxação pura, $\Delta\sigma_{pr}(t_\infty, t_0)$, utilizam-se os valores da ABNT NBR 6118:2014.

Quanto ao CUADRF, de acordo com a AFGC [2], após o tratamento térmico, a retracção inexiste e o coeficiente de fluência possui valor de 0,2. Isto é, aproximadamente, equivalente a 14% do valor do coeficiente de fluência esperado para concretos de classe C50 a C90, com espessura fictícia de 30 cm, $\varphi(t_\infty, t_0) = 1,4$.

4.2 Armadura passiva longitudinal: parâmetros

Para a posição das barras de aço na seção adota-se uma distância de $d' = 7$ cm entre o centroide da armadura e da face da seção correspondente, externa ou interna. Este valor encontra respaldo nas seguintes premissas: o diâmetro inicialmente adotado para as barras é de 40 mm que, somado ao diâmetro da armadura transversal, que por sua vez é de, no mínimo, 1/4 da armadura longitudinal – logo, 10 mm – bem como ao cobrimento nominal das armaduras, sendo 35 mm para CCA II [15], é possível obter um valor resultante de 6,5 cm, ligeiramente inferior ao adotado.

Com relação à quantidade de barras, toma-se um valor suficiente para que, a partir deste, seja possível considerar uma distribuição uniforme tornando insignificante a diferença na área de aço e no diagrama momento-curvatura de uma seção. Como a menor espessura usada na seção é de 20 cm, verifica-se que o espaçamento máximo de 40 cm já satisfaz esse requisito.

Para cada anel de 4 m de altura é usada a maior das áreas de aço obtidas nas extremidades de seus elementos constituintes. Tem-se, com isso, o mesmo diâmetro e quantidade de barras para cada anel, proporcionando um escalonamento da armadura longitudinal. A armadura mínima é calculada a partir do dimensionamento da seção em questão a um momento fletor mínimo $M_{d,min} = 0,8W_0f_{ctk,sup}$, onde W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada. E, finalmente, a taxa geométrica de armadura passiva é tal que $\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{min}$, em que se respeita a taxa mínima absoluta de $\rho_{min} = 0,15\%$.

4.3 Armadura passiva longitudinal: dimensionamento através de modelo não linear

O modelo descrito aqui utiliza o método exato devido à esbeltez da torre e é, de certo modo, análogo àquele descrito por Araújo [22], exceto pelo uso da rotensão e de algumas simplificações para realizar o acoplamento entre o algoritmo desenvolvido em MATLAB e o programa de elementos finitos, SAP2000.

Quando do dimensionamento da armadura de aço passivo, utiliza-se a combinação de carregamento no *estado limite último* em uma análise não linear geométrica. Para tanto, é usado, inicialmente, E_{cs} , assim como o momento de inércia da seção bruta de concreto. Feito o primeiro cálculo e utilizando os esforços solicitantes (N_d , M_d) no dimensionamento da área de aço passivo, já se pode incluir a mesma área de aço na obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal ao longo das seções.

Deste modo, a partir dos pares de esforços solicitantes e dos diagramas momento-curvatura-força normal obtidos para os pontos médios de cada elemento ao longo da estrutura, calculam-se as novas rigidezes à flexão secante correspondente ao ponto ($M_d - \chi - N_d$) nos diagramas. Como é possível ver na Figura 5, a força normal está implícita no diagrama momento-curvatura de cada seção ao longo da torre. Nota-se na mesma figura que a redução na força de protensão (esforço axial) na metade superior da torre, devido à parte dos cabos ficarem ancorados no meio, provoca uma redução no momento fletor resistente da seção assim como no momento de fissuração, em relação à metade da torre que recebe o esforço axial proveniente de todos os cabos.

Cada nova rigidez calculada é introduzida na matriz de rigidez de cada elemento no programa de elementos finitos por meio de alteração do momento de inércia da seção, através da razão $EI_{sec,calc} / EI_{sec,initial}$. Procede-se a uma nova análise não linear geométrica, gerando novos esforços e deslocamentos, obtendo e adaptando a nova rigidez aos elementos. Este procedimento é repetido até que os esforços e deslocamentos convirjam.

Após esta etapa, procede-se, novamente, o dimensionamento da área de aço passivo, repetindo todo o processo, uma vez que os deslocamentos e esforços são diferentes daqueles primeiros obtidos. Como exemplo, caso o deslocamento seja inferior ao inicial, os momentos fletores serão reduzidos e assim a nova área de aço obtida será menor que a inicial. Entretanto, se havendo um aumento dos deslocamentos, uma área de aço ainda maior será obtida. Este procedimento permite que, ao se estabelecer um critério para seu término (como convergência dos deslocamentos e esforços solicitantes e a consequente redução na diferença entre as áreas de aço passivo), seja obtida uma área de aço otimizada (ref. [1]).

4.4 Dimensionamento ao esforço cortante

Em contraste com o extenso uso das seções circulares maciças e vazadas, por exemplo, em pilares, postes, torres, chaminés e reservatórios, as referências normativas em geral não propõem nenhuma formulação específica para a avaliação da resistência ao cisalhamento das mesmas. Como descreve Teixeira et al. [23], a aplicação da equação empregada em seções retangulares para essas seções implicariam em alguns problemas como:

- Aplicabilidade da expressão usada para determinação de V_{rd2} , força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- Definição do valor de b_w para o cálculo de V_c , parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça;

■ Dúvidas referentes à eficiência dos estribos circulares na resistência à força cortante quando da determinação de V_{sw} , parcela da força cortante resistida pela armadura transversal.

Quanto à eficiência dos estribos circulares na resistência à força cortante para seções também circulares, Turmo *et al.* [24] apresenta uma formulação deduzida teoricamente e comprovada empiricamente para a contribuição das armaduras transversais, considerando tanto estribos verticais quanto espirais. No caso das seções anulares, a contribuição da armadura transversal formada por estribos verticais é dada pelo produto do número de estribos atravessando a fissura, multiplicada pela resistência mecânica do estribo e pela inclinação média dos estribos na interseção com a fissura. Simplificando a expressão, [24] obteve a mesma expressão tão usada para seção retangular, o que permitiu concluir que as tensões de ci-

salhamento possuem a mesma orientação dos estribos, o que leva o fator de eficiência ter valor igual a 1 na seção anular:

$$V_{sRd} = z \cdot \cot\theta \cdot A_\phi \cdot f_{yk,t}, V_{sw} = \frac{2A_\phi}{p} \cdot z \cdot f_{yk,t} \cdot \cot\theta \quad (22)$$

Uma forma de obter o valor de V_c seria, tal como em [23], estimando-o correspondente à primeira fissura de cisalhamento, considerando-se Estádio I para o concreto, logo referente à máxima tensão de tração (na altura do centroide da seção).

Assumindo que a tensão de cisalhamento seja uniforme através da espessura da parede, agindo paralela ao contorno da seção e utilizando a condição de antissimetria da tensão de cisalhamento em seções simétricas na fórmula do fluxo de cisalhamento, a tensão de cisalhamento, τ_s , para seção anular não fissurada pode ser estimada a partir de $\tau_s(s) = V \cdot \operatorname{sen}\varphi / (\pi R_m t)$. Desta forma, a tensão de cisalhamento máxima que ocorrerá na altura do

Tabela 2

Comparação entre ensaio experimental de Völgyi *et al.* (27) e modelo proposto

Diâmetro A_{st} (mm)	p (cm)	Diâmetro A_s (mm)	n_s / n_p	t (cm)	R_{int} (cm)	R_{ext} (cm)	R_m (cm)	A_c (cm ²)	f_c (MPa)	Força de protensão (kN)	V_{teste} (kN)	$f_{cik,int}$ (MPa)	V_{prop} (kN)	V_{prop} / V_{teste}
-	0	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	72,9	0	68,6	3,11	67,70	0,99
-	0	12	12/0	9,6	5,4	15	10,20	615,2	70,2	0	95,0	3,06	94,02	0,99
-	0	16	12/0	6,4	8,6	15	11,80	474,5	66,9	0	78,0	2,89	68,49	0,89
5	15	16	12/0	5,5	9,5	15	12,25	423,3	72,9	0	115,0	3,11	94,13	0,82
5	15	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	66,9	0	105,0	2,99	93,24	0,89
5	15	16	12/0	9,3	5,7	15	10,40	604,8	70,2	0	158,0	3,06	120,7	0,76
5	11	16	12/0	9,1	5,9	15	10,50	597,5	66,9	0	187,0	2,99	127,8	0,68
5	15	16	8/4	5,8	9,2	15	12,10	441,0	62,5	148	140,0	2,89	121,9	0,87
5	15	16	8/4	9,2	5,8	15	10,40	601,2	64,8	88	141,0	2,94	136,4	0,97
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	69,8	106	146,0	3,05	143,9	0,99
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	62,5	228	163,0	2,89	160,8	0,99
5	15	16	8/4	9,5	5,5	15	10,25	611,8	69,7	238	161,5	3,05	168,9	1,05
5	15	0	0/12	9,2	5,8	15	10,40	601,2	72,2	237	174,0	3,10	168,6	0,97
5	15	0	0/12	9,0	6,0	15	10,50	593,8	72,2	180	145,0	3,10	157,6	1,09
C. A. e C. P. Apenas C. P.												Média	0,93	
C. A. e C. P. Apenas C. P.												D. P.	0,11	
C. A. e C. P. Apenas C. P.												Média	0,99	
C. A. e C. P. Apenas C. P.												D. P.	0,07	
n _s – número de barras de aço; n _p – número de cordoalhas; p – passo da armadura transversal espiral; C. A. – Concreto Armado, C. P. – Concreto Protendido, D. P. – Desvio Padrão.														

centroide da seção terá valor de $\tau_{s,\max} = 2V / A_c$. Assim, o esforço cortante correspondente à primeira fissura de cisalhamento é dado por $V_c = \tau_{s,\max} A_c / 2 = f_{ct} A_c / 2$. Uma vez que as seções de paredes finas podem ser consideradas como submetidas a um estado plano de tensões, desprezando a tensão ao longo da espessura, σ_3 , a ideia proposta pode ser estendida para consideração de protensão longitudinal centrada e circunferencial. Pela resistência dos materiais, fazendo $\sigma_1 = f_{ct}$ e $\tau_{xy} = \tau_{\max} = 2V / A_c$, as tensões principais $\sigma_{1,2}$ podem ser colocadas em função do esforço cortante:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \therefore V_c = \frac{A_c}{2} \sqrt{(f_{ct} - \sigma_{\text{méd}})^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad (23)$$

As tensões σ_x e σ_y podem ser tratadas como tensões devido às forças de protensão centrada longitudinal e circunferencial transversal, respectivamente. Nota-se que aqui x refere-se ao eixo longitudinal da barra e y a um dos eixos ortogonais.

Conforme [23], quando do cálculo de V_c e V_{rd2} , uma forma de eliminar a dificuldade em se determinar o valor de b_w seria utilizando o conceito de área efetiva, como a exemplo da NBR 8800 [25] ou Merta e Kolbitsch [26], substituindo assim o produto $b_w d$, muito embora esta substituição necessite de maior embasamento teórico e/ou experimental. Deste modo, considerando o conceito de área efetiva da NBR8800 e utilizando para b_w a menor largura da seção, $b_w = 2t$, tem-se:

$$A_{ef} = V / (2V / A_c) = 0,5A_c = \pi R t = b_w d = 2t d \therefore d = \pi R / 2 = \pi h / 4 \approx 0,785h \quad (24)$$

Constata-se que é um valor muito próximo a $0,8h$, que se trata de um limite inferior quando existir armadura de protensão ao longo da altura, desde que exista armadura junto à face tracionada de modo a satisfazer os critérios de acordo com [15].

A fim de que se possa comparar o valor de V_c com o de dados experimentais, será admitido para f_{ct} , o valor inferior da resistência característica à tração do concreto, $f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm}$, a depender da

resistência do concreto: caso a classe seja menor ou igual a C50, usa-se $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$, caso seja maior $f_{ctm} = 2,12 \ln(1+0,11f_{ck})$ e, para a resistência característica à compressão, utiliza-se $f_{ck} = f_{cm} - 8$ MPa. Para a armadura transversal, serão feitas as seguintes adoções: o ângulo da biela de compressão θ é de 45° ; a altura útil será considerada igual a $d = 0,8h$; a tensão na armadura transversal igual à tensão de escoamento característica $f_y = f_{yk} = 50$ kN/cm²; e os estribos são espirais.

A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, V_{rd3} , é a soma das parcelas V_c e V_{sw} . A Tabela 2 apresenta os valores dos parâmetros geométricos e mecânicos das vigas ensaiadas por Völgyi et al. [27] e a comparação entre os máximos esforços cortantes. Vale relatar que, para uma taxa geométrica de armadura longitudinal maior do que a mínima utilizada no ensaio (12 barras de 12 mm de diâmetro), os valores obtidos dos ensaios são, em quase totalidade, maiores do que aqueles calculados. Entretanto, isto se deve à inexistência, na expressão proposta, de uma correlação com a taxa de armadura, diferente mente da expressão proposta para V_c por Merta [28]. A influência da distância entre a carga aplicada e o apoio também é mostrada por [27], resultando em valores também maiores do que aqueles calculados pelo modelo proposto. As vigas de concreto protendido possuem resultados bastante próximos quando comparadas aos derivados do modelo, com média de 0,99 (relação entre carga cortante última entre modelo e teste), o mesmo que das vigas de concreto armado sem estribo e de baixa taxa de armadura (diâmetro 12 mm). Deste modo, o modelo proposto aqui apresentou uma boa concordância para os ensaios analisados e representa, sobretudo, um bom indicativo para o valor de V_c (Tabela 2).

Os valores para a armadura mínima transversal $A_{sw,min} = \rho_{sw} 100 b_w$ cm²/m são adotados de acordo com [15] onde a taxa geométrica vale $\rho_{sw} = 0,2 f_{ct,m} / f_{yk}$ e b_w , no caso da espessura da nervura variar com a altura, é adotado como a largura média ao longo da altura tal que $b_w = A_c / (2r_{ext}) = \pi r_m t / (r_m + t/2)$. Pela própria forma da seção anular, são utilizados dois estribos, um para cada face, resultando em um estribo de 4 ramos. Com relação ao espaçamento máximo entre estribos, pode ser utilizado, em teoria, até o espaçoamento máximo limite (ou 20 cm ou 30 cm, a depender da relação entre V_d e $0,67V_{rd2}$), devido à altura útil $d = 0,8h$. De qualquer forma, o esforço cortante não representa impedimento

Tabela 3
Torres de mesma geometria em CUADRF e C50

f_{ck} (MPa)	Raios externos (Base, meio, topo) (m)	Espessuras (Base, meio, topo) (m)	Frequência (Hz)	Volume de concreto (m ³)	Massa de aço passivo (t)	Massa de aço ativo (t)	L_{cabos} (km)	Ancoragens (un)
50	(5,76, 3,79, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,480	474,4	12,24	16,89	2,45	64
180			0,632	475,5	-	14,95	2,45	64
Razão (CUADRF/C50)				1,002	-	0,885	1	1

no dimensionamento para a torre devido às grandes dimensões da área de concreto das seções. Com frequência, o esforço cortante de cálculo não alcança nem mesmo o valor de V_c , mesmo sem consideração da protensão. Quanto à armadura transversal ativa, necessária para unir os anéis pré-fabricados que possam estar divididos em até 3 segmentos [29], não é considerada aqui, tratando-se cada anel como monolítico.

5. Comparativo de custos

5.1 Parametrização

Quanto à geometria adotada, será feita uma generalização que abrangerá também torres tronco-cônicas. A metade inferior possuirá variação parabólica para o raio externo, já a metade superior será linear. Para garantir a continuidade da forma externa, a derivada da função da parábola na metade da torre possuirá a mesma declividade da função linear que define a metade superior. Deste modo, as torres em forma de tronco de cone constituem-se em um caso particular das torres de base parabólica. A variação da espessura poderá ser linear, bilinear e até constante, pois na geração das geometrias é atendida apenas a seguinte condição, com t . variando de 5 em 5 cm:

$$20 \text{ cm} \leq t_{\text{topo}} \leq t_{\text{meio}} \leq t_{\text{base}} \leq 45 \text{ cm} \quad (25)$$

Os limites da variação da espessura são valores usuais tanto para estruturas de concreto quanto para torres eólicas ([3], [1], [6], [15] e [2]). A variação do raio externo (aproximadamente de 25 em 25 cm) da metade da torre será limitada pela condição a seguir, que permite que ela se também se torne uma torre tronco-cônica:

$$r_{\text{ext,topo}} \leq r_{\text{ext,meio}} \leq \left(\frac{r_{\text{ext,base}} + r_{\text{ext,topo}}}{2} \right) \quad (26)$$

O raio externo da base possuirá um valor mínimo igual a do raio exerno do topo, 182,9 cm, e máximo igual a 600 cm ([6] e [2]). O raio externo do topo é mantido constante com valor igual àquele

em [3], uma vez que não se pretende modificar o anel adaptador metálico que conecta a turbina à torre e nem a própria turbina. Também são investigadas de forma separada as *torres de forma de tronco de cone*, adotando-se uma discretização em dez valores, pois a mesma permite uma variação de menos de 50 cm para o raio no exemplo utilizado:

$$\begin{aligned} v_{\text{ext,base}} &= \frac{r_{\text{ext,max}} - r_{\text{ext,min}}}{n_{\text{ext,base}} - 1} = \frac{600 - 182,9}{10 - 1} = \\ &\frac{417,1}{9} \cong 46,34 \text{ cm} \end{aligned} \quad (27)$$

É utilizada a mesma espessura para a base, o meio e o topo, tornando a espessura constante ao longo da torre. O valor da variação da espessura será de 5 cm considerando:

$$20 \text{ cm} \leq t \leq 45 \text{ cm} \quad (28)$$

Apenas para as torres tronco de cone é retirada a restrição das frequências naturais das torres, permitindo $f_1 > 1,1P$. Assim, é possível aferir as diferenças na obtenção das armaduras passiva e ativa em relação às espessuras e aos raios externos adotados, de modo que não sejam impedidos os dimensionamentos de várias torres.

5.2 Custo material

A comparação entre diversos dimensionamentos deve corresponder a seu custo global que abrange a facilidade e flexibilidade na aquisição dos materiais, o custo dos materiais, serviços, transporte e a montagem [30]. Por certo, implica em grande dificuldade uma abordagem tão completa acerca do custo da implantação de uma torre e, em razão disto, será aqui adotado apenas o custo do material como parâmetro para comparação entre os dimensionamentos. São considerados, para tal, os valores fornecidos pela tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil SINAPI [31] para o estado de São Paulo, incluindo o serviço de bombeamento, dispondo-os na Tabela 3.

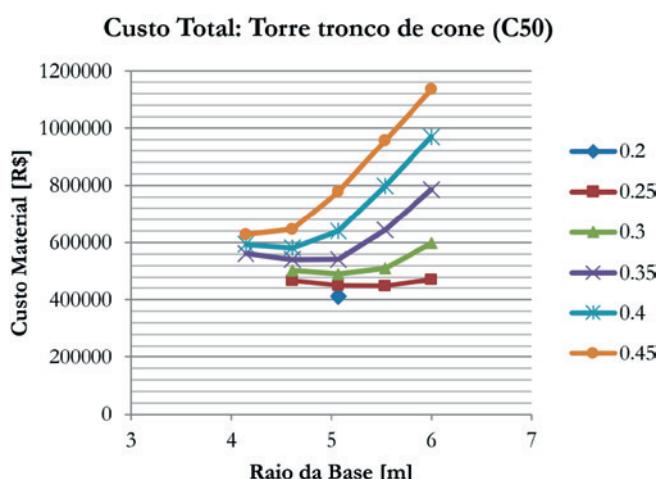


Figura 7

Custo total para torres tronco de cone (C50) para cada espessura e restrição $\Delta_{\text{máx}} = L/250$

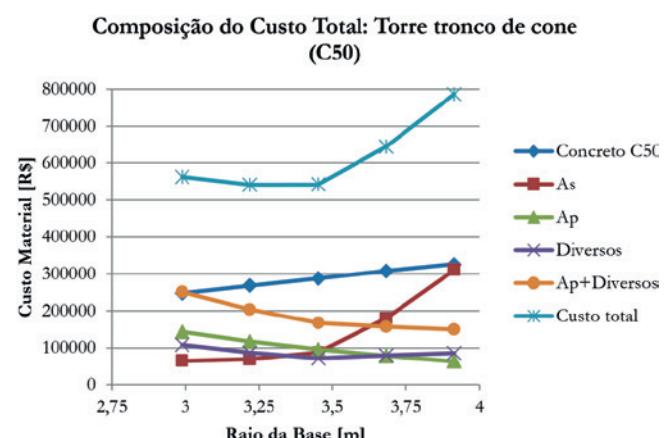


Figura 8

Composição do custo total para torres tronco de cone (C50) de espessura constante (35 cm) e restrição $\Delta_{\text{máx}} = L/250$

Tabela 4

Torres de baixo custo CUADRF e C50

f_{ck} (Mpa)	Raios externos (Base, meio, topo) (m)	Espessuras (Base, meio, topo) (m)	Frequência (Hz)	Volume de concreto (m³)	Massa de aço passivo (t)	Massa de aço ativo (t)	L_{cables} (km)	Ancoragens (un)
50	(5,76, 3,30, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,419	432,5	11,06	18,36	2,40	60
180	(6, 2,66, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	0,442	383,6	-	17,06	2,75	64
Razão (CUADRF/C50)				0,887	-	0,929	1,146	1,067

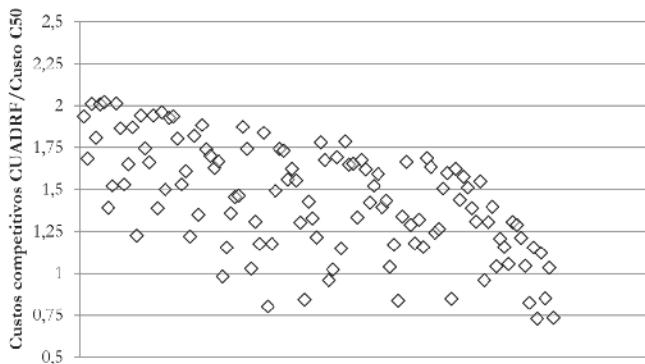
Os demais valores foram obtidos a partir da revista Construção Mercado PINI [32], também para o estado de São Paulo. Deste modo:

- Classe de Concreto (R\$/m³): C50 (275,76)
- Aço Passivo (R\$/kg): CA-50 (4,12). Valor médio adotado para todos os diâmetros de vergalhões CA-50;
- Aço Ativo: CP-190-RB 12,7 (5240,35 R\$/t); Bainha (21,72 R\$/m); Ancoragem para diâmetro de 12,7 (427,14 R\$/un).

O custo por metro cúbico do CUADRF, abaixo do qual o preço seria competitivo para o mesmo, é, neste trabalho, obtido igualando o custo material das torres dimensionadas com CUADRF em relação à torre de menor custo para classe C50. Isto é possível uma vez que o custo por metro cúbico do CUADRF é a única incógnita nessa mesma equação.

Desconsiderando, em uma primeira análise, apenas as restrições estabelecidas para a frequência natural da torre, conclui-se que torres de menor volume tendem a serem torres mais econômicas.

Relação entre custos competitivos do CUADRF e o custo do C50

**Figura 9**

Relação entre custos competitivos do CUADRF e o custo por metro cúbico do C50 das diversas torres eólicas no eixo y. O eixo x refere-se à numeração da torre pela ordem de dimensionamento (essa numeração permanece implícita)

Isto é, em parte, confirmado pela *frequente adoção de armadura mínima passiva longitudinal e transversal ao longo de toda a torre* e que estão relacionados aos parâmetros geométricos da seção. Entretanto, isto se deve, sem dúvidas, à restrição do deslocamento máximo permitido em serviço ($L/400$).

Explica-se, pois, primeiramente vai ao encontro da forma de dimensionamento adotada, uma vez que ao ser usada um nível de protensão completa, a armadura passiva obtida da verificação do ELU tende a possuir uma área de aço reduzida e, frequentemente, adotada igual à mínima, com taxa geométrica proporcional à área de concreto, passando a receber contribuição ainda maior do custo do aço passivo. Por outro lado, quanto menor a área de concreto das seções da torre, mais flexível ela se torna e uma área de aço ativo ainda maior é obtida através do dimensionamento considerando a não linearidade *geométrica* e o *modelo discreto*, podendo levar a um aumento no custo material total da torre. Esta situação não é obtida fazendo $\Delta_{máx} = L / 400$, pois esta limitação do deslocamento do topo da torre em serviço impede o dimensionamento das mesmas. Entretanto, é possível obter esta situação reduzindo a limitação do deslocamento, por exemplo, para $\Delta_{máx} = L / 250$, variando o raio da base para uma mesma espessura. Assim, fica evidente o ponto de inflexão do custo material total em relação ao raio da base para uma determinada proporção de espessura ou de uma espessura constante (Figura 7). Na Figura 8 mostra-se a composição do custo total para torres de determinada espessura. Nota-se que, ao comparar uma torre de mesma geometria (Tabela 3), o aumento da rigidez secante e o acréscimo da massa com o CUADRF em relação ao concreto convencional (C50) reduzem a área da armadura ativa, porém de forma não tão significativa (principalmente no custo material), pois, também não são reduzidos, de modo significativo, os esforços solicitantes na estrutura para uma mesma geometria. Já a área da armadura passiva é reduzida a zero.

Com $\Delta_{máx} = L / 250$, a torre mais econômica de classe C50 trata-se de uma com base parabólica (Tabela 4). Com relação a esta, calcula-se o custo por metro cúbico do CUADRF nas torres analisadas para que seu emprego seja competitivo ao desta torre de menor custo. Também para o CUADRF, a torre de maior competitividade seria uma de base parabólica (menor volume, menor área de aço ativo e sem armadura passiva). Entretanto, para esse

caso, o custo por metro cúbico obtido foi demasiadamente baixo para as restrições feitas (embora 2,02 vezes o custo por metro cúbico do C50, como visto na Figura 7), o que indica que, para as mesmas condições de carregamento aqui usadas, seu diferencial possa estar em geometrias de torres (raio e espessura) as quais não possam ser satisfeitas com concretos convencionais, como também nos gastos relativos à manutenção, muito mais baixos para o CUADRF devido à elevada durabilidade.

A consideração da fadiga e restrições mais severas ao intervalo possível de frequências naturais da torre (faixa de frequência de operação do rotor) também poderiam modificar o preço por metro cúbico do CUADRF, aumentando sua competitividade. Ainda deve-se levar em conta que o esforço cortante no topo da torre no ELU (empuxo no rotor) é inferior àquele em serviço. Caso contrário, haveria maior possibilidade da ocorrência de armadura maior do que a mínima, aumentando, consequentemente, o custo total e possibilitando um preço por metro cúbico ainda maior para o CUADRF.

6. Conclusões

A crescente demanda por energia eólica vem impulsionando o desenvolvimento de turbinas de capacidade cada vez maior, sobre torres cada vez mais altas, demandando novas soluções no âmbito estrutural. Este artigo aborda diversos aspectos relativos ao projeto estrutural de torres para geração de energia eólica tanto de concreto convencional de classe C50, como de CUADRF. Foram adotadas as especificações previstas em normas brasileiras e normas da IEC, bem como as recomendações provisórias da AFGC. Os principais resultados obtidos são expostos a seguir:

1. A resistência ao esforço cortante obtida pelo modelo proposto apresenta boa concordância com resultados experimentais obtidos na literatura, principalmente quando se considera a protensão;
2. Foi apresentado um modelo de dimensionamento não linear para pilares esbeltos pretendidos, grupo ao qual pertencem as torres eólicas de concreto pretendido, sendo apresentados diversos apontamentos e considerações no processo de cálculo;
3. Dentro das restrições feitas e carregamentos considerados, obteve-se, para o CUADRF, um valor de 2,02 vezes o preço do metro cúbico para a classe C50. Embora baixo, trata-se de apenas um valor inicial e conservador, uma vez que não foram abordadas, neste estudo, questões relativas à durabilidade ao longo prazo, à fadiga e ainda foi mantida, para este concreto, a mesma espessura mínima dos demais, na análise paramétrica;
4. A limitação do deslocamento é necessária, mas, se excessiva, leva a um aumento da rigidez, restringindo o dimensionamento de torres com frequências mais baixas e, portanto, merece estudo mais aprofundado.

7. Agradecimentos

Agradecimento à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior – pelo financiamento parcial dessa pesquisa por concessão de bolsa de mestrado ao autor.

8. Referências bibliográficas

- [1] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J. Concrete Structures for Wind Turbines. Berlin: Ernst & Sohn, 2013. 242 p.
- [2] MA, H. W.; MENG, R. Optimization design of prestressed concrete wind-turbine tower. *Science China: Technological Sciences*. Vol. 57, n. 2, 2014, p. 414-422.
- [3] LA NIER, M. P. LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers. Golden: National Renewable Energy Laboratory, 2005. 698 p.
- [4] CAVALCANTI, M.; CARVALHO, C.; BORBA, A.; CAVALCANTI, A.; ANDRADE, T.; HELENE, P. Qualidade do concreto do Parque Eólico de Casa Nova. *Concreto & Construções*, Vol. 75, pp. 62-68, 2014.
- [5] AFGC – ASSOCIATION FRAINÇAISE DU GÉNIE CIVIL. Bétons fibrés à ultra-hautes performances: Recommandations provisoires. SETRA – Service d'études techniques des routes et autoroutes, France, Janvier, 2002, 152 p.
- [6] JAMMES, F. X. Design of Wind Turbines with Ultra-High Performance Concrete. Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2009. 73 p.
- [7] IEC – INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. Wind Turbines Part 1: Design Requirements. EN 61400-1. 3rd edition, Geneva, 2005.
- [8] MALCOLM, D. J.; HANSEN, A. C. WindPACT Turbine Rotor Design Study. National Renewable Energy Laboratory, Colorado, April, 2002. 84 p.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devido ao vento em edificações. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.
- [10] HAU, E. Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics. 2nd ed. Berlin: Springer, 2006.
- [11] DEUTSCH INSTITUT FÜR NORMUNG. Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten. DIN 1055-4. Berlin, 2005.
- [12] CSI. Analysis Reference Manual: For SAP2000®, ETABS® and SAFE®. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, United States, 2009.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14). ACI 318. Farmington Hills, 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [16] FRANÇA, R. L. S. Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991. 228 p.
- [17] ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado: Volume 3. 2^a ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 184 p.
- [18] SPASOJEVIĆ, A. Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design. Doctoral thesis Nr. 4051, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2008.
- [19] JUNGWIRTH, J. Zum Tragverhalten Von Zugbeanspruchten Bauteilen Aus Ultra-Holchleistungs-Faserbeton. Doctoral thesis Nr. 3429, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2006.
- [20] CEB-FIP – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON.

- Model Code for Concrete Structures. 3rd edition, Lausanne, 1978.
- [21] CHOLFE, L.; BONILHA, L. Concreto Protendido: teoria e prática. São Paulo: Pini, 2013.
- [22] ARAÚJO, J. M. Pilares esbeltos de concreto armado: Parte 1: Um método não linear para análise e dimensionamento. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 18, Novembro, 2011. p. 81-93.
- [23] TEIXEIRA, P. W. G. N.; C. E. M., MAFFEI; M. C. GUAZELLI. Resistência à força cortante de vigas de concreto armado com seção transversal circular. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 5, n. 6, Dezembro, 2012, p.781-797.
- [24] TURMO, J.; RAMOS, G.; A PARICIO, A. C. Shear truss analogy for concrete members of solid and hollow circular cross section. Engineering Structures 31, 2009, p. 455-465.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008.
- [26] MERTA, I.; KOLBITSCH, A. Shear area of reinforced concrete circular cross-section members. 31st Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 16-17 August 2006, Singapore.
- [27] VÖLGYI, I.; WINDISCH, A.; FARKAS, G. Resistance of reinforced concrete members with hollow circular cross-sections under combined bending and shear – Part I: experimental investigation. Structural Concrete 15, n. 1, 2014.
- [28] MERTA, I. Shear strength model of reinforced concrete circular cross-section members. Structural Engineering Mechanics and Computation 3, A. Zingoni, ed. 2007, Seção 22, p. 493-494.
- [29] CONCRETE CENTRE. Concrete Wind Towers: Concrete Solutions for Offshore and Onshore Wind Farms. The Concrete Centre (website: www.concretecentre.com), 2005.
- [30] DUARTE, E. P. Evolução das torres eólicas pré-moldadas protendidas. Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 36-41, 2014.
- [31] SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2014.
- [32] PINI. Construção Mercado: Negócio de Incorporação e Construção. São Paulo, n. 163, Fevereiro, 2015.

Influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams

Influência do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável

G. SAVARIS ^a
gsavaris@utfpr.edu.br

R. C. A. PINTO ^b
r.pinto@ufsc.br

Abstract

Self-compacting concrete can be characterized by its flowability, achieved by adding superplasticizer and reducing the amount and particle size of coarse aggregate in relation to conventional concrete, which allows passing by the reinforcement and filling the forms without the need for mechanical vibration. The reduction in volume and particle size of the coarse aggregate can result in lower shear strength of beams due to reduced aggregate interlock. Therefore, an experimental investigation was conducted objecting to evaluate the influence of the reduction in volume content and the nominal size of coarse aggregate on the concrete shear strength. Six concrete mixes, four self-compacting and two conventionally vibrated, were used for a total of 18 beams with longitudinal reinforcement and without shear reinforcement. These beams were tested under four-point loading condition. Their failure modes, cracking patterns and shear resistance were evaluated. The shear resistances were compared to the theoretical values given by the ACI-318 and EC-2 codes. The results demonstrated a lower shear resistance of self-compacting concrete beams, caused mainly due to the reduced aggregate size.

Keywords: self-consolidating concrete, shear resistance, aggregate interlock, beams.

Resumo

O concreto autoadensável pode ser caracterizado pela sua fluidez, obtida a partir da utilização de aditivos superplastificantes e da redução da granulometria e volume de agregado graúdo em relação ao concreto convencional, o que possibilita a transposição das armaduras e o preenchimento das formas sem a necessidade de vibração mecânica. Esta redução do volume e da granulometria do agregado graúdo pode acarretar em uma menor resistência ao cisalhamento de vigas devido à uma possível redução do efeito de engrenamento entre os agregados. Sendo assim, um programa experimental foi realizado com a intenção de investigar a influência da redução do volume e do diâmetro máximo do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento. Foram utilizadas seis dosagens, quatro de concreto autoadensável e duas de concreto convencionalmente vibrado para um total de 18 vigas com armadura de flexão e sem armadura transversal. Estas vigas foram ensaiadas à flexão a quatro pontos sendo avaliados os modos de ruptura, padrões de fissuração e a força cortante última. As resistências obtidas experimentalmente foram comparadas com as estimativas das normas ACI-318 e EC-2. Os resultados demonstram menor resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável em relação ao concreto convencional, principalmente quando reduzido o diâmetro máximo do agregado.

Palavras-chave: concreto autoadensável, resistência ao cisalhamento, engrenamento de agregados, vigas.

^a Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Toledo, Toledo-PR, Brasil.
^b Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, Brasil.

Received: 14 May 2015 • Accepted: 20 Jun 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

Recent researches have enabled the development of new materials and improvements in properties of usually employed materials, in order to optimize the construction process. In the late 80, the reduction of skilled workers and the need to increase the durability of reinforced concrete structures led researchers at the University of Tokyo to develop a high-performance concrete, characterized by the ability to flow under its own weight. This new material, named self-consolidating concrete, was able to fill the formwork and to pass through reinforcing bars without the need of vibration [1].

The higher flowability of self-consolidating concrete (SC), as compared to conventional vibrated concrete (CC), is obtained by limiting the volume and the size of the coarse aggregates, by adding superplasticizer (SP) and a viscosity-modifying admixture (VMA) in some cases to improve concrete behavior and to avoid segregation. Also, in order to increase water retention and viscosity of the mixture, fine materials are employed, such as limestone filler, fly ash, silica fume and metakaolin. However, the proportion of these fine constituents depends on the characteristics of materials, the mixing equipment, and the use of concrete [2].

According to EFNARC [3], self-consolidating concrete has the same engineering properties of traditional vibrated concrete. It may have a higher compressive strength due to a better compaction. Parra *et al.* [4] reported that besides the more efficient compaction, the use of superplasticizers and the reduction of the water/cement (w/c) ratio led to higher compression strength of concrete. Recent researches with conventional concretes have shown that the nominal size of the coarse aggregate directly influences the aggregate interlock through the shear crack surfaces. Higher shear resistance was obtained with concrete mixtures with larger aggregates [5] [6]. Since self-consolidating concrete requires lesser amount and smaller size of coarse aggregate, a reduction in its shear strength as compared to conventional concrete's could be expected [7].

However, there is no agreement among researchers of this reduction in shear strength with self-consolidating concrete. Desnerck *et al.* [8] suggest that improvements in the concrete matrix provided by a higher amount of fine materials may result in an increased friction between the surfaces of the cracks. This increased friction

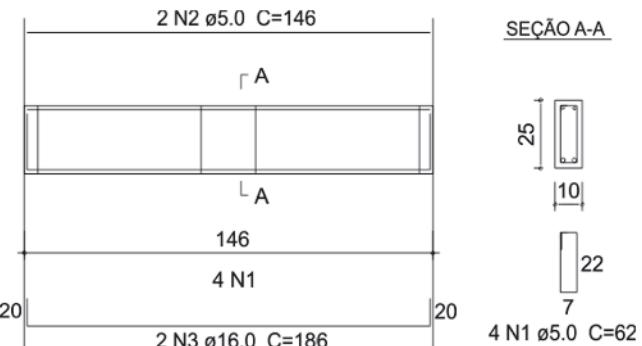


Figure 2
Beam dimension and reinforcement

would supply the reduction of the aggregate interlock and could even increase shear strength.

Although self-consolidating concrete exists for almost three decades, there are divergences among researchers regarding the behavior and design of reinforced concrete structures with this material. Therefore, it is necessary to evaluate the influence of using smaller coarse aggregate size with reduced volume fraction on the shear strength of self-consolidating concrete beams. Current shear design methods also need to be evaluated.

This paper presents the results of an experimental investigation on the behavior of conventional and self-consolidating concrete beams with flexural reinforcement only. Eighteen concrete beams were produced using six different concrete mixes. Two conventional mixtures were produced with two different sizes of coarse aggregate, 9.5 and 19 mm. Two other self-consolidating mixtures were also produced with these aggregate sizes. The last two mixtures were self-consolidating mixtures in which the volume of coarse aggregates was reduced by 30%. The beams were subjected to four-point bending test. Their failure mode, cracking patterns and ultimate shear strength were measured. The experimental tests results were compared to the equations given by ACI 318 [9] and EC-2 [10].

2. Experimental program

2.1 Beam specimens

The beams were designed with adequate flexural reinforcement and no shear reinforcement, so that failure would occur by diagonal tension. All beams were 10 cm wide (b_w), 25 cm depth (h) with a total length of 150 cm, providing an effective span of 130 cm. The specimens were tested as simply supported under four-point loading condition, with loading distant 50 cm from the support, resulting in a shear span-to-depth ratio (a/d) close to 2.25. Figure 1 schematically presents the experimental set-up.

All beams had a flexural reinforcement of one layer with two 500 MPa yield strength 16 mm reinforcing bars, which, correspond to a flexural reinforcement ratio of 1.61%. Two other reinforcing bars were positioned at the upper part of the cross section, and four others as stirrups placed at the ends and in the central region of the beam. These reinforcing bars were of 5 mm diameter with yield strength of 600 MPa, as shown in Figure 2.

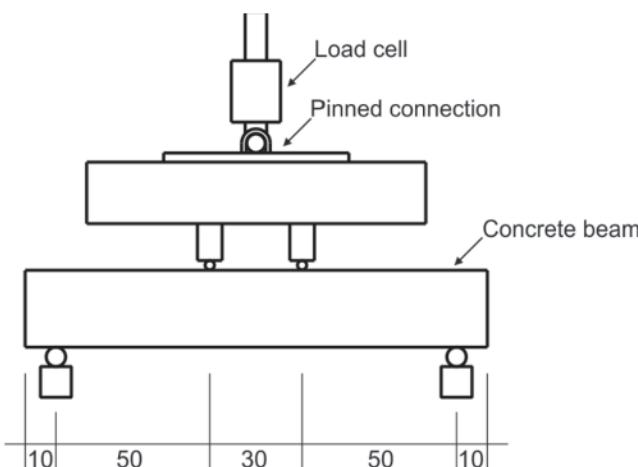


Figure 1
Four-point bending test set-up (dimensions in cm)

Table 1Mixture proportions for CC and CA mixtures (kg/m³)

Concrete	Cement (kg)	Filler (kg)	Natural sand (kg)	Artificial sand (kg)	Coarse aggregate 0 (kg)	Coarse aggregate 1 (kg)	Water (kg)	Superplasticizer (kg)
CC1	385.18	-	418.54	417.41	-	964.59	200.29	-
CC0	385.18	-	418.54	417.41	961.10	-	200.29	-
CA1N	385.18	214.77	312.88	312.04	-	964.59	200.29	0.87
CA0N	385.18	214.77	312.88	312.04	961.10	-	200.29	0.77
CA1R	385.72	215.08	456.45	455.23	-	676.02	200.57	1.15
CA0R	385.72	215.08	456.45	455.23	673.58	-	200.57	1.11

2.2 Mix design

In order to evaluate three factors that, according to the literature, differentiate self-consolidating concrete from conventional concrete: flowability, nominal size of coarse aggregate and coarse aggregate volume fraction in the mix, five concrete mixtures were established from a conventional concrete mixture. The mix design has a target strength close to 40 MPa.

The mixes were designated by the type of concrete, conventional (CC) or self-consolidating (CA), the maximum aggregate size, 9.5 mm (0) or 19.0 mm (1), and the volume of coarse aggregate normal, (N) or reduced by 30% (R). This 30% reduction in the mix design was compensated with an increase in the fine aggregate content. All self-consolidating concrete mixes were produced with limestone filler and a polycarboxylate-based superplasticizer, in order to promote high-viscosity and high flowability.

Brazilian Portland cement type CP V-ARI-RS with high initial strength and sulfate resistance was used, enabling formwork removal after 24 hours of casting. This type of cement is frequently used in the production of self-consolidating concrete. A composition of 50% natural fine quartz sand and 50% artificial crushed granite rock sand was used as fine aggregate. The coarse aggregates were crushed granite rock with maximum nominal sizes of 9.5 mm and 19.0 mm. Conventional concretes were produced without the use of additives. Table 1 presents the concrete mix proportions.

All mixes had the same 0.52 water/cement ratio. The superplasticizer amount was adjusted according to the slump flow reached for each self-consolidating mix, resulting in amounts between 0.2% and 0.3% of the cement mass.

Self-consolidating concrete mix with normal coarse aggregate volume fraction underwent a 25% replacement of dry fine aggregate mass by limestone filler. The same amount of filler was used in the concrete with reduced coarse aggregate volume fraction, thus keeping the amount of fine materials in concrete around 600 kg/m³ to all self-consolidating concretes. CA0N, CA1N, CC0 and CC1 mortar content was 56% while mortar content of CA1R and CA0R rose to 69% due to the reduced volume of coarse aggregate and consequently increase volume of fine aggregates.

Slump test was performed for conventional concrete to evaluate its workability according to Brazilian standard NBR NM 67 [11]. The fresh properties of self-consolidating concrete such as flowability, passing ability and plastic viscosity were determined by Brazilian standard NBR 15823 [12]. The compressive strengths of all mixtures were determined in compliance with NBR 5739 [13] standard on cylinders specimens. The results are summarized in Table 2.

2.3 Casting and instrumentation

A 150 liter concrete mixer was used to produce all concrete mixtures. Three beams and three cylindrical specimens per

Table 2

Fresh and hardened properties of CC and CA mixtures

Concrete	Slump (mm)	Slump flow (mm)	Density (kg/m ³)	V-funnel (s)	L-box (mm)	Natural sand (kg)
CC1	385.18	-	418.54	417.41	418.54	418.54
CC0	385.18	-	418.54	417.41	418.54	418.54
CA1N	385.18	214.77	312.88	312.04	312.88	312.88
CA0N	385.18	214.77	312.88	312.04	312.88	312.88
CA1R	385.72	215.08	456.45	455.23	456.45	456.45
CA0R	385.72	215.08	456.45	455.23	456.45	456.45

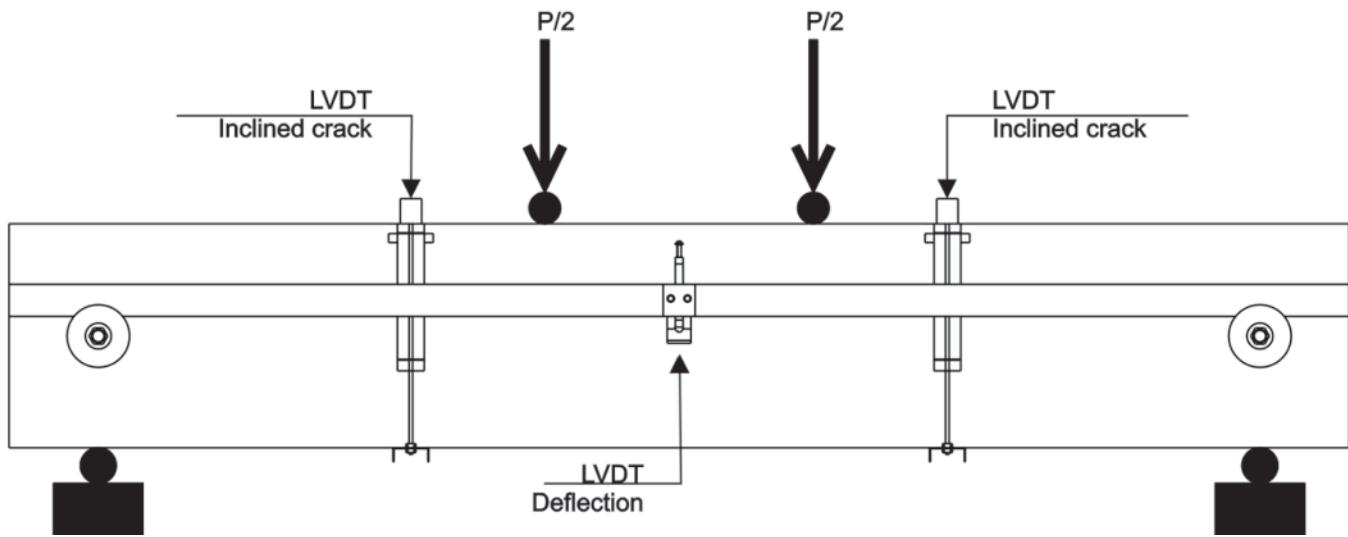


Figure 3
Beam instrumentation

batch were cast. The formworks were made of medium density fiberboard (MDF). A 25 mm needle immersion vibrator was applied to consolidate the conventional concrete beams.

The formworks were removed after 24 hours of casting. The beams and the cylinder specimens were then stored under a plastic tarpaulin bag, moistened daily for the first seven days. All beams and specimens remained in laboratory conditions, with an average temperature of 22.5 °C and relative humidity about 75.4%. The tests were performed after 28 days.

Beam instrumentation is schematically shown in Figure 3. In order to measure the central deflection, two linear variable displacement transducers (LVDTs), with 10 mm measurement capability, were placed on each side of the beam. The LVDTs were fixed in aluminum bars supported by sheaves screwed on the ends of the beams. In the mid-span of the beam, steel angles bolted close to the expected neutral axis served as support bases for the LVDTs measures.

The width of the inclined shear cracks were measured by LVDTs installed 15 cm distant from the load application points. They were fixed with screws on the top side face of the beam and on a steel angle screwed into the lower face of the beam. Since the initial crack could appear on both sides of the beam, two LVDTs were used.

The load was applied using a hydraulic jack coupled to a 200 kN load cell capacity at a load increase ratio of 500 N/s until shear failure. Loading stopped at 20 kN and 40 kN, to allow to evaluate the number and extension of the cracks.

The displacement transducers and load cell were connected to a data acquisition system, which allowed acquiring information about deflection and shear crack opening during loading.

3. Test results and discussion

3.1 Cracking pattern and failure

Figures 4 to 6 present the observed cracking patterns of the con-

ventional and the self-consolidating concrete beams after failure. The numbers indicate the cracks observed at the applied load in kN, whereas the letter "R" represents the cracks that occurred between the last stop and failure. The vertical dotted lines correspond to the LVDT position measuring the inclined crack width, while the inclined dashed lines correspond to the angle of shear crack with the corresponding value indicated at the top of the beam face. Initially, flexural cracks developed in the mid-span of the beam, propagating vertically with increased loading followed by some inclined cracks with small slope in the shear regions.

At the final load stages, a sudden formation of the shear crack occurred in one or both shear spans. This crack propagated rapidly diagonally towards the load application point and the support. Simultaneously, parallel cracks to the flexural reinforcement bars developed, since the bond stress between reinforcing bars and concrete was surpassed. A sudden failure of the beam followed.

The development of the shear crack could be observed visually during loading, being confirmed by a sudden jump in the elongation of the LVDTs mounted for measuring deflections and for the shear crack widths. However, due to the lack of shear reinforcement, the failure occurred shortly after this crack formation.

The inclination of the shear cracks was determined considering a tangent line to crack at the mid depth of the beam, intercepting the points where there was a sudden change in slope. It was noted that the angle varied between 27.2° and 42.6°, with an average angle greater for conventional concrete than for self-consolidating concrete.

3.2 Shear resistance

According to some code based equations, shear resistance of reinforced concrete beams is related to the concrete compressive strength. The American Building Code ACI 318 [9] considers that the ultimate shear force of beams is proportional to the square root of this strength while the European Standard EC-2 [10] considers it proportional to the cube root.

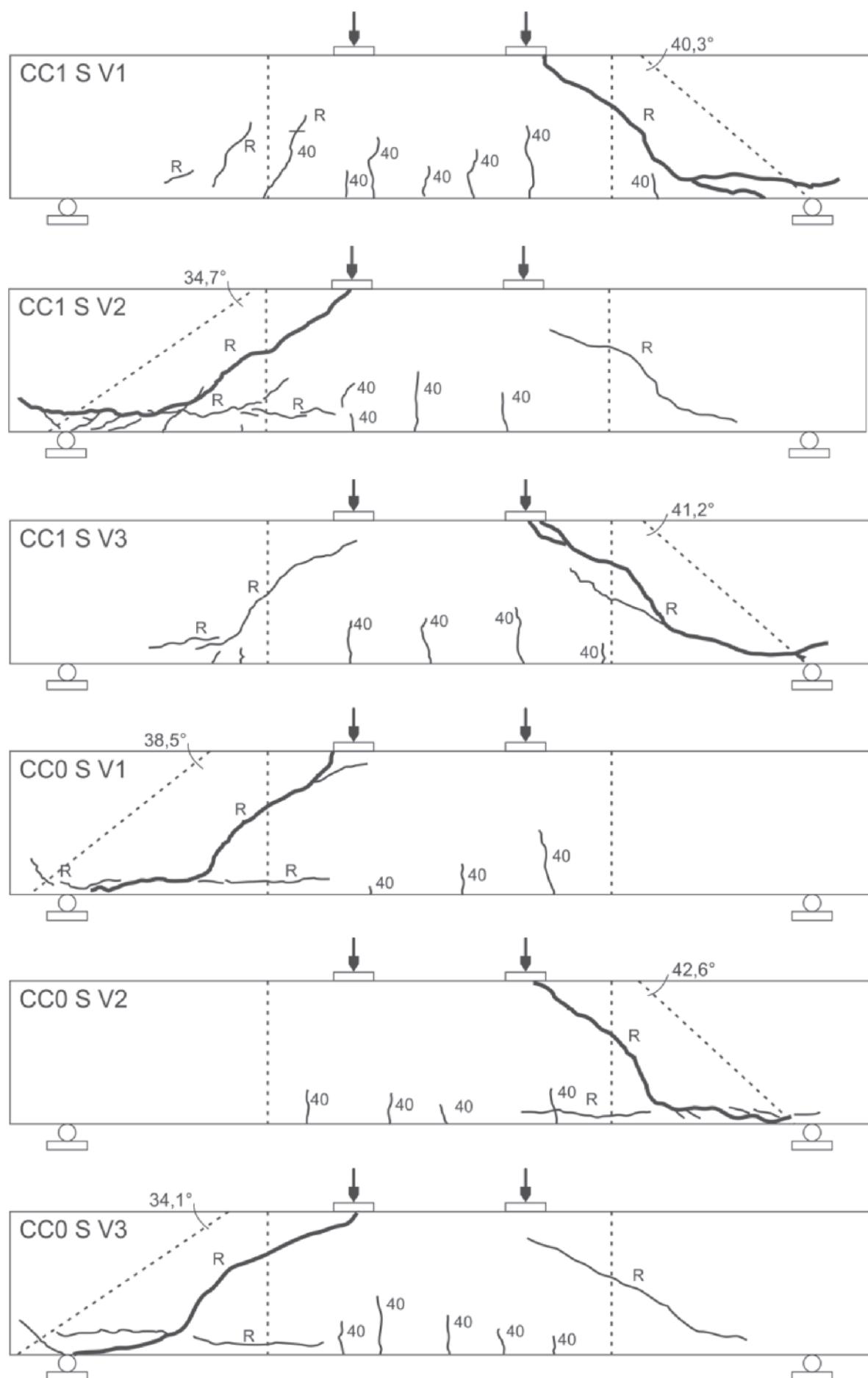
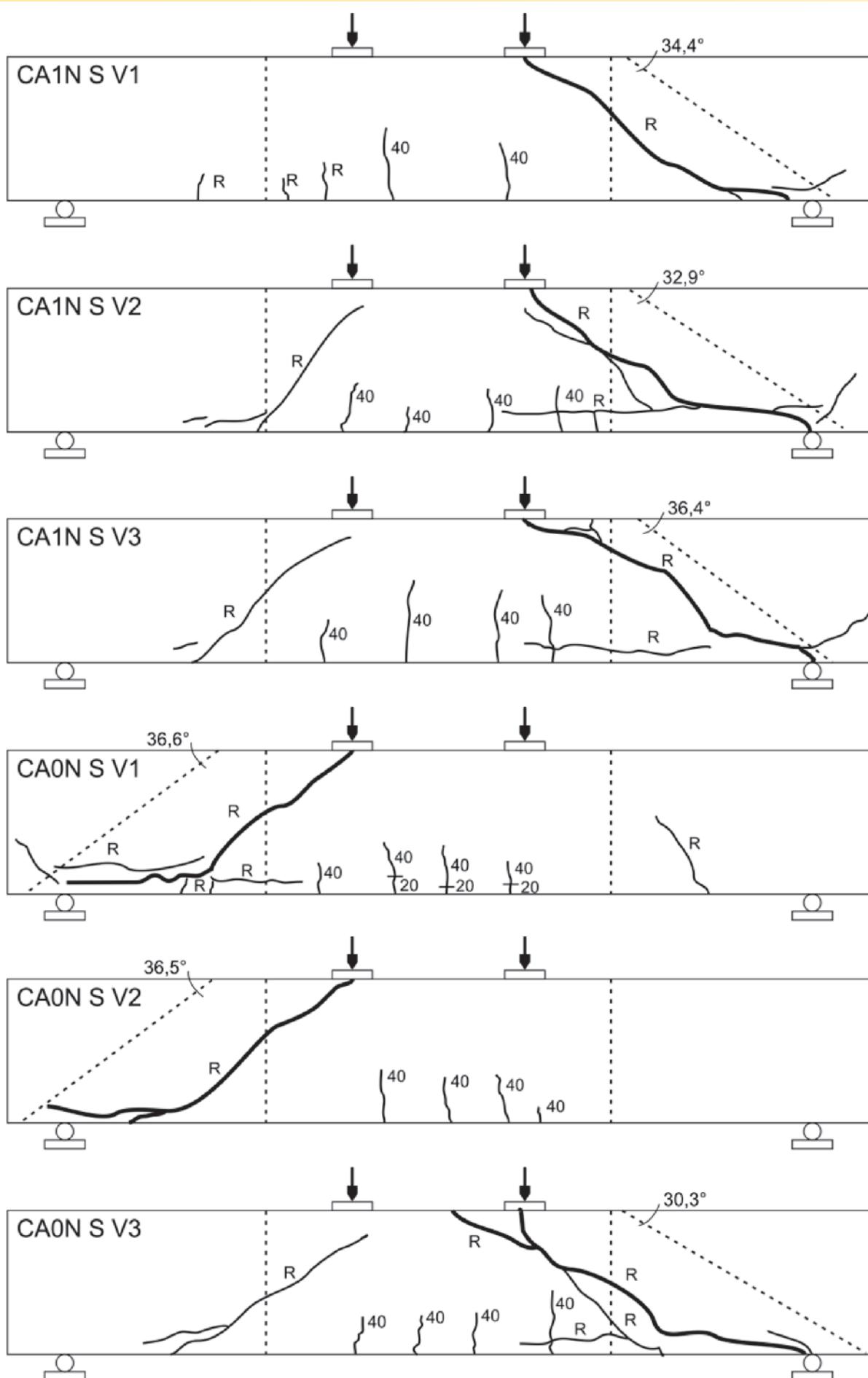


Figure 4
Crack patterns of conventional concrete beams

**Figure 5**

Crack patterns of self-consolidating concrete beams with normal amount of coarse aggregate

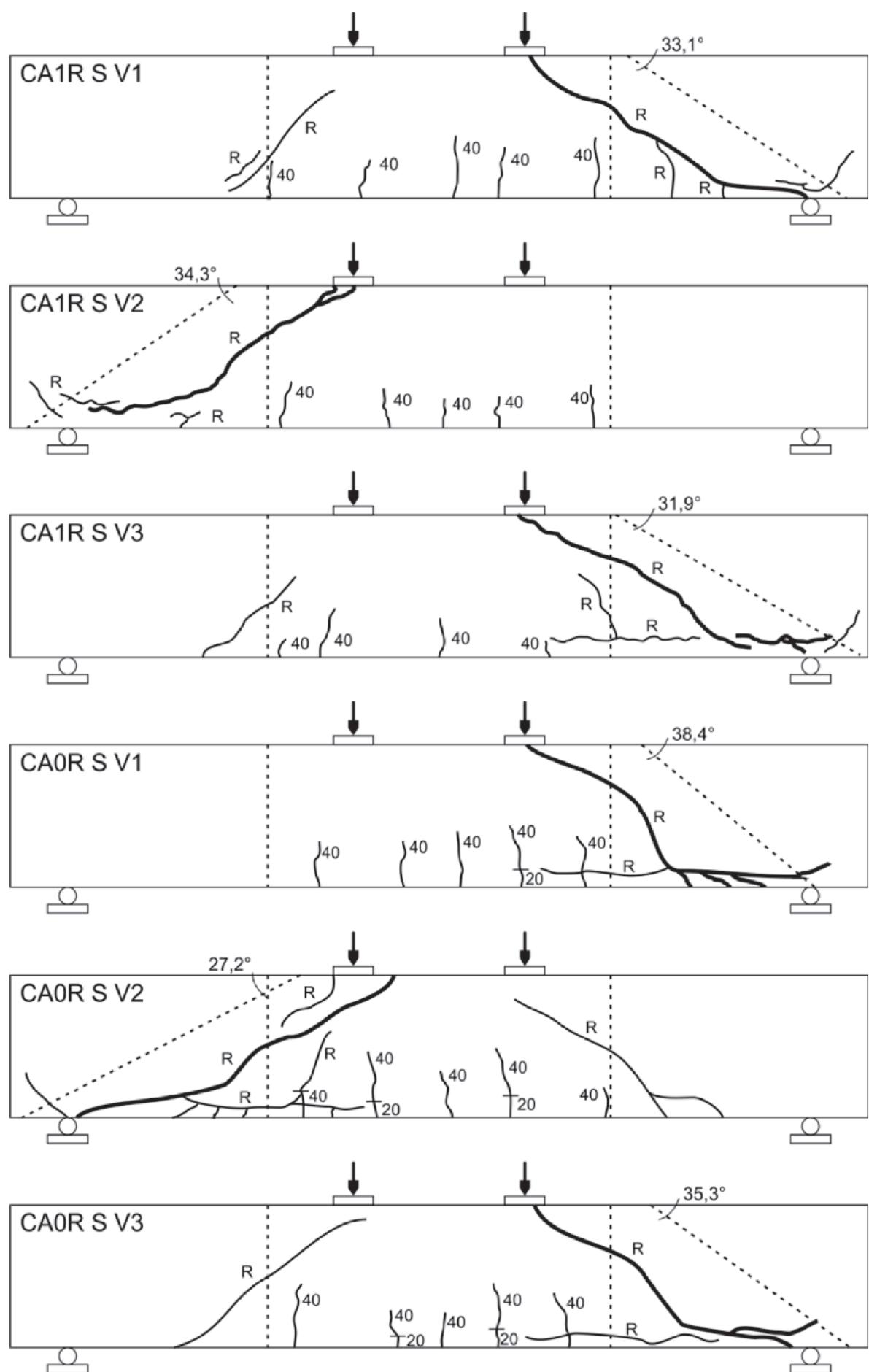


Figure 6

Crack patterns of self-consolidating concrete beams with reduced amount of coarse aggregate

Table 3

Ultimate shear capacity, normalized and average value, and shear crack inclination angle

Concrete	V_u (kN)	V_n (kN.MPa-0,5)	$V_{n,m}$ (kN.MPa-0,5)	Crack angle (°)	Average angle (°)
CC1 - V1	38.03	6.32	6.71	40.3	38.7
CC1 - V2	40.01	6.65		34.7	
CC1 - V3	43.16	7.17		41.2	
CC0 - V1	38.77	5.98	5.95	38.5	38.4
CC0 - V2	38.56	5.94		42.6	
CC0 - V3	38.41	5.92		34.1	
CA1N - V1	36.75	5.29	5.40	34.4	34.6
CA1N - V2	36.50	5.25		32.9	
CA1N - V3	39.31	5.66		36.4	
CA0N - V1	32.92	5.40	5.23	36.6	34.5
CA0N - V2	30.90	5.07		36.5	
CA0N - V3	31.75	5.21		30.3	
CA1R - V1	38.11	5.46	5.34	30.1	33.1
CA1R - V2	36.94	5.29		34.3	
CA1R - V3	36.94	5.29		31.9	
CA0R - V1	33.48	4.97	5.37	38.4	33.6
CA0R - V2	39.92	5.92		27.2	
CA0R - V3	35.24	5.23		35.3	

Due to variation of the compressive strength of the concrete mixes used in this study, beam shear strength analysis was carried out considering a normalized shear load, V_n , calculated as shown in Equation 1, by using the resistance correlation adopted by the ACI:

$$V_n = \frac{V_u}{\sqrt{f_c}} \quad (1)$$

Where V_u is the ultimate shear force (kN) and f_c is the compressive strength of concrete (MPa).

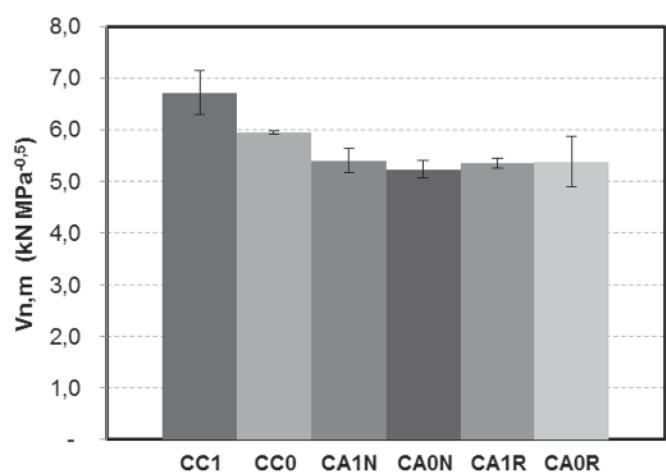
Table 3 presents the ultimate shear force, the normalized ultimate shear force, the average of ultimate shear force, and the inclination angle of the shear cracks for each beam tested.

The comparison between the average normalized ultimate shear forces and the shear crack inclination angles observed for conventional and self-consolidating concrete beams shows that higher shear strengths were achieved for beams with more inclined cracks. This would indicate the occurrence of a greater vertical force transfer through the crack. However, the results do not show a significant variation of the shear crack inclination when the volume or the size of the coarse aggregate changed.

Figure 7 presents the mean and the respective standard deviation values of the normalized ultimate shear force for the different beams. It can be observed that the conventional concrete beams achieved a mean normalized ultimate shear load higher than the self-consolidating concrete

beams. Similar results were presented by Helincks *et al.* [14], where a reduction on the shear resistance of self-consolidating concrete was attributed to the smaller aggregate size and decreased volume of coarse aggregate in the mixes, thus resulting in lesser aggregate interlock.

Moreover, it was observed that the amount of fines in the

**Figure 7**

Mean and standard deviations values of the normalized ultimate shear load for all beams

conventional mixes has influenced aggregate interlock, thus reducing the shear strength, since beam CC1 with a lower content of fine materials achieved higher strengths than beam CC0. To evaluate the influence of some parameters of the concrete mixes on the shear strength of beams, such as the flowability, the maximum nominal diameter and the volume of coarse aggregate, the experimental results were analyzed grouped according to these parameters.

a) Influence of flowability

In order to achieve the required flowability for the self-consolidating concrete mixes, some amount of fine aggregates was replaced by limestone filler and superplasticizer was added to the mix. The effects of such changes on the shear strength can be evaluated when conventional concrete and self-consolidating mixes produced with the same diameter and volume of coarse aggregate are compared, i.e., CC1xCA1N and CC0xCA0N.

According to the results presented in Table 3, the average normalized ultimate shear force for conventional concrete was 24.3% higher than the one for self-consolidating concrete when larger coarse aggregates were used ($6.71 \text{ kN} \cdot \text{MPa}^{-0.5}$ for CC1 and $5.40 \text{ kN} \cdot \text{MPa}^{-0.5}$ for CA1N). For mixes with smaller coarse aggregate, this difference

was 13.8% ($5.95 \text{ kN} \cdot \text{MPa}^{-0.5}$ for CC1 and $5.23 \text{ kN} \cdot \text{MPa}^{-0.5}$ for CA1N). Considering that the same flexural reinforcement was used in all beams, ensuring the same dowel action, it seems that besides the better compaction of the material, the use of a larger amount of fine material in self-consolidating concrete caused a reduction on aggregate interlock, and consequently a reduction on the shear strength, as also presented by Choulli *et al.* [15].

b) Influence of the coarse aggregate volume

The results obtained for self-consolidating concrete beams produced with the same coarse aggregate size, but with different volumes, CA1NxCA1R and CA0NxCA0R, did not show significant variations in the ultimate shear resistance of the beams, with differences lower than 3%. Among conventional and self-consolidating concrete, it was observed that the reduction of the coarse aggregate volume combined with fine aggregate replacement by fine materials resulted in a greater reduction on the shear strength for concrete beams with largest aggregate size. While among beams CC0xCA0R no significant variation on resistance was observed, among beams CC1xCA1R there was an observed reduction of 20.4% on the average ultimate normalized resistance. Similar results were presented by Hassan *et al.* [14] and Helincks *et al.* [16], where the reduction

Table 4

Ultimate shear load from experiments, code based prediction and these values ratio

Concrete	Experimental		Code based prediction		Comparison (Ratio)	
	V_u (kN)	$V_{u,m}$ (kN)	$V_{u,ACI}$ (kN)	$V_{u,EC}$ (kN)	$V_{u, ACI} / V_{u,m}$	$V_{u, EC} / V_{u,m}$
CC1 - V1	38.03	40.4	22.12	31.31	0.55	0.78
CC1 - V2	40.01					
CC1 - V3	43.16					
CC0 - V1	38.77	38.6	23.60	32.92	0.61	0.85
CC0 - V2	38.56					
CC0 - V3	38.41					
CA1N - V1	36.75	37.5	25.07	34.46	0.67	0.92
CA1N - V2	36.50					
CA1N - V3	39.31					
CA0N - V1	32.92	31.9	22.37	31.58	0.70	0.99
CA0N - V2	30.90					
CA0N - V3	31.75					
CA1R - V1	38.11	37.3	25.18	34.58	0.67	0.93
CA1R - V2	36.94					
CA1R - V3	36.94					
CA0R - V1	33.48	36.2	24.39	33.75	0.67	0.93
CA0R - V2	39.92					
CA0R - V3	35.24					

on shear strength were attributed to lower aggregate interlock due to the reduced volume of coarse aggregate.

c) Influence of the coarse aggregate nominal size

Since the concrete beams CC1xCC0, CA1NxCA0N and CA1RxCA0R differentiate only by the coarse aggregate size, the influence of this parameter on their shear strength can be evaluated by comparing the observed values among these beams.

The reduction of the coarse aggregate size showed higher influence on conventional concrete beams, with ultimate shear force of CC1 12.8% higher than the one of CC0.

For self-consolidating concrete, there was not an observed significant reduction in the shear strength for beams with different coarse aggregate sizes. The variation on ultimate strength for CA1N was 3.3% higher than for CA0N, while for CA1R this resistance was practically the same as CA0R.

3.3 Comparison of test results with codes predictions

The ultimate shear resistances obtained from the conventional and self-consolidating concrete beams tests were compared to the ones estimated by ACI-318 [9] and EC-2 [10] equations (2) and (3), respectively, for shear resistance (V_R) of beams without shear reinforcement. A safety factor equal to 1.0 was applied.

$$V_R = \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_l \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

$$V_R = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

Where f_c is the concrete compressive strength (MPa), ρ_l is the flexural reinforcement ratio, V_u is the ultimate shear force (kN), M_u is the ultimate bending moment (kN.m), b_w is the beam width (m) and d is the effective depth of the beam cross section (m).

Table 4 presents the ultimate shear resistance obtained experimentally and the ones given by the code based predictions. For both codes, the self-consolidating concrete shear strength estimate was less conservative than the one for conventionally vibrated concrete shear strength.

ACI 318 equation underestimated the ultimate strength of concrete beams without shear reinforcement, with the ratio between predicted to experimental values ranging from 0.55 to 0.70. An average ratio value of 0.65 was obtained from all beam results. ACI 318 equation was found to be less conservative for self-consolidating concrete beams.

The ratio between predicted values given by EC-2 to experimental values were between 0.78 and 0.99. Similar to ACI, EC-2 values were less conservative for self-consolidating concrete. In fact, the values estimated for the self-consolidating concrete beams were close to the experimental values, especially for CA0N, indicating a reduction in the safety factor for beams cast with this material as compared to conventionally vibrated concrete beams.

Even though the ACI 318 equation considers a greater contribution of concrete compressive strength on the shear resistant of beams

Table 5

Ratio bewteen ultimate shear loads given by codes to the ones obtained experimentally for conventional and self-consolidating concrete beams

Concrete	$V_{u,ACI} / V_{u,m}$	$V_{u,EC} / V_{u,m}$
Conventional (1)	0.58	0.81
Self-consolidating (2)	0.68	0.94
(1)/(2)	0.85	0.86

as compared to the EC-2, the results show that shear resistances estimated by this code were more conservative, regardless of the concrete type.

The ratio between the average ultimate shear resistance estimated by the codes to the ones obtained experimentally for conventional and self-consolidating concrete beams (Table 5) were similar, being equal to 0.85 and 0.86 for ACI 318 and EC-2, respectively.

4. Conclusions

Despite the small number of beams tested, it was possible to evaluate the influence of volume fraction and size of coarse aggregate on shear resistance of beams produced with these materials, even though a larger number of samples would be necessary for a complete evaluation of the influence of the parameters that differentiate conventionally vibrated to self-consolidating concretes behavior. Regardless of the type of concrete, the beams showed similar behavior during the tests. Initially, flexural cracks in the mid-span of the beam appeared together with few cracks with small slope in the shear regions. In the final stages of loading, a sudden formation of inclined crack occurred which was followed by failure.

The inclination of the shear cracks ranged between 27.2 ° to 42.6 °. Conventional concrete beams showed a greater average value when compared to self-consolidating concrete beam values. The more inclined shear cracks resulted in higher shear strength due to greater transfer of forces through the crack.

Beams cast with conventional concrete mixes showed higher shear strengths than the ones obtained for self-consolidating concrete mixes with same size and volume fraction of coarse aggregate. This reduction on resistance of self-consolidating concrete beams can be attributed to the higher content of fine materials, thus reducing the aggregate interlock.

Among the self-consolidating concrete mixes, it was observed that the reduction of coarse aggregate volume did not influence the ultimate resistance, probably due to the similar amount of fines in their mix proportions. A higher effect of reducing the volume of coarse aggregate was observed between CC1 and CA1R, also due to the replacement of the fine aggregate by filler.

The size reduction of coarse aggregate in the mixture resulted in a reduction of the ultimate normalized shear force for conventional concrete beams. The same effect, however, was not observed for self-consolidating concretes beams.

ACI 318 and EC-2 code equations yielded less conservative values for shear predictions of self-consolidating concrete beams than for

conventionally vibrated concrete beams. ACI 318 equation underestimated the ultimate strength of concrete beams without shear reinforcement, with a ratio of predicted to experimental values ranging from 0.55 and 0.70. EC-2 equation provided less conservative estimates than the ACI 318, with the ratio of predicted to experimental values between 0.78 and 0.85 for conventional concrete and between 0.92 and 0.99 for self-consolidating concrete, indicating a reduction on safety of the structures when used this material.

5. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES) and the Graduate Program in Civil Engineering of the Federal University of Santa Catarina for support, as well as Professor Wellington Longuini Repette and doctoral student Ronaldo Pilar by major collaborations in the development of the concrete mixes.

6. References

- [1] OKAMURA, H., OUCHI, M.. Self-consolidating Concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 1, 5-15, 2003.
- [2] REPETTE, W. L. Concreto autoadensável. In: Geraldo Cechella Isaia. (Org). Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ed. São Paulo: IBRACON, 2011, V.2, P. 1769-1806.
- [3] EFNARC. Specification and Guidelines for Self-consolidating Concrete. European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, 2005.
- [4] PARRA, C., VALCUENDE, M., GÓMEZ, F.. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-consolidating concrete. Construction and Building Materials, v. 25, p. 193-198, 2011.
- [5] SHERWOOD, E. G., BENTZ, E. C., COLINS, M. P.. Evaluation of shear design methods for large, lightly-reinforced concrete beams. Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction, p. 153-164, Springer: Netherlands, 2006.
- [6] YANG, K. H., SIM, J. I., CHOI, B. J., LEE, E. T.. Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. ACI Materials Journal, V. 108, N° 5, Sep.-Oct. 2011, p. 501-509.
- [7] HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., LACHEMI, M.. Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear. Cement & Concrete Composites, 30 (2008) 588-596.
- [8] DESNERCK, P., DE SCHUTTER, G., TAERWE, L.. Shear friction of reinforced self-consolidating concrete members. ACI Special publication 261-9. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. p. 133-141, 2009.
- [9] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [10] Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2010.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [14] HELINCKS, P., BOEL, V., DE CORTE, W., DE SCHUTTER, G., DESNERCK, P.. Structural behaviour of power-type self-consolidating concrete: Bond performance and shear capacity. Engineering Structures, V. 48, p. 121-132, 2013.
- [15] CHOULLI, Y., MARÍ, A. R., CLADERA, A.. Shear behaviour of full-scale prestressed-beams made with self compacting concrete. Materials and Structures, n°41, p. 131-141, 2008.
- [16] HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., LACHEMI, M.. Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure. Engineering Structures, 32 (2010) 1262-1271.

Influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams

Influência do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável

G. SAVARIS ^a
gsavaris@utfpr.edu.br

R. C. A. PINTO ^b
r.pinto@ufsc.br

Abstract

Self-compacting concrete can be characterized by its flowability, achieved by adding superplasticizer and reducing the amount and particle size of coarse aggregate in relation to conventional concrete, which allows passing by the reinforcement and filling the forms without the need for mechanical vibration. The reduction in volume and particle size of the coarse aggregate can result in lower shear strength of beams due to reduced aggregate interlock. Therefore, an experimental investigation was conducted objecting to evaluate the influence of the reduction in volume content and the nominal size of coarse aggregate on the concrete shear strength. Six concrete mixes, four self-compacting and two conventionally vibrated, were used for a total of 18 beams with longitudinal reinforcement and without shear reinforcement. These beams were tested under four-point loading condition. Their failure modes, cracking patterns and shear resistance were evaluated. The shear resistances were compared to the theoretical values given by the ACI-318 and EC-2 codes. The results demonstrated a lower shear resistance of self-compacting concrete beams, caused mainly due to the reduced aggregate size.

Keywords: self-consolidating concrete, shear resistance, aggregate interlock, beams.

Resumo

O concreto autoadensável pode ser caracterizado pela sua fluidez, obtida a partir da utilização de aditivos superplastificantes e da redução da granulometria e volume de agregado graúdo em relação ao concreto convencional, o que possibilita a transposição das armaduras e o preenchimento das formas sem a necessidade de vibração mecânica. Esta redução do volume e da granulometria do agregado graúdo pode acarretar em uma menor resistência ao cisalhamento de vigas devido à uma possível redução do efeito de engrenamento entre os agregados. Sendo assim, um programa experimental foi realizado com a intenção de investigar a influência da redução do volume e do diâmetro máximo do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento. Foram utilizadas seis dosagens, quatro de concreto autoadensável e duas de concreto convencionalmente vibrado para um total de 18 vigas com armadura de flexão e sem armadura transversal. Estas vigas foram ensaiadas à flexão a quatro pontos sendo avaliados os modos de ruptura, padrões de fissuração e a força cortante última. As resistências obtidas experimentalmente foram comparadas com as estimativas das normas ACI-318 e EC-2. Os resultados demonstram menor resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável em relação ao concreto convencional, principalmente quando reduzido o diâmetro máximo do agregado.

Palavras-chave: concreto autoadensável, resistência ao cisalhamento, engrenamento de agregados, vigas.

^a Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Toledo, Toledo-PR, Brasil.
^b Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, Brasil.

Received: 14 May 2015 • Accepted: 20 Jun 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

Pesquisas recentes tem possibilitado o desenvolvimento de novos materiais e melhorias nas propriedades dos materiais empregados usualmente, de forma a aperfeiçoar o processo construtivo. No final da década de 80, a escassez de mão de obra qualificada e a necessidade de aumentar a durabilidade das estruturas de concreto armado levaram os pesquisadores da Universidade de Tóquio a desenvolver um concreto de alto desempenho, caracterizado pela capacidade de fluir pelas formas e entre as armaduras sem a necessidade de adensamento mecânico, denominado concreto autoadensável [1].

A maior trabalhabilidade do concreto autoadensável, em relação ao concreto convencional, é obtida através da limitação do volume e dimensão dos agregados graúdos, da utilização de aditivos superplasticificantes e, em alguns casos, aditivos promotores de viscosidade, que podem melhorar o comportamento do concreto quanto à segregação. Além disso, para aumentar a retenção de água e a viscosidade da mistura empregam-se materiais finos, tais como fíber calcário, cinza volante, sílica ativa e metacaulim, sendo a proporção dos componentes variável de acordo com as características dos materiais disponíveis e das formas de mistura e aplicação do concreto [2].

Segundo EFNARC [3] os concretos autoadensáveis possuem as mesmas propriedades mecânicas do concreto convencional, podendo apresentar um aumento da resistência à compressão devido ao melhor adensamento. Parra *et al.* [4] ressaltam que além do adensamento mais eficiente, o uso de aditivos superplasticificantes e a redução da relação água/cimento promovem o aumento da resistência à compressão do concreto.

Estudos com concretos convencionais demonstram que o diâmetro máximo do agregado graúdo influencia diretamente no engrenamento dos agregados entre as faces das fissuras, sendo a

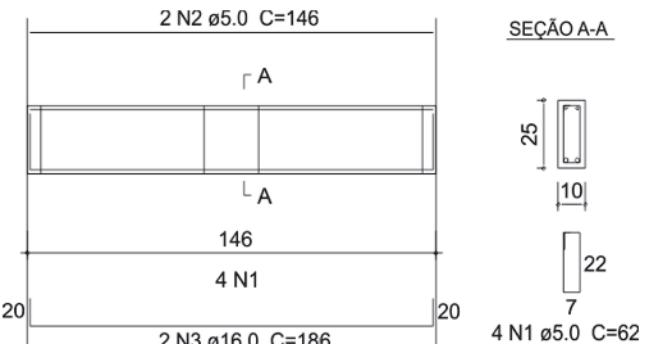


Figura 2

Detalhamento da armadura das vigas

resistência ao cisalhamento maior nos concretos produzidos com agregados de maior diâmetro [5] [6]. Desta forma, devido ao concreto autoadensável requerer em sua dosagem menor quantidade de agregado graúdo e menor diâmetro destes agregados, uma redução na resistência ao cisalhamento em relação ao concreto convencional poderia ocorrer [7].

Porém, esta redução da resistência ao cisalhamento no concreto autoadensável não é de consenso entre os pesquisadores. Para Desnerck *et al.* [8], as melhorias na matriz do concreto providas pela utilização de uma quantidade maior de materiais finos podem acarretar em um maior atrito entre as faces das fissuras, surpreendendo a redução da parcela de engrenamento dos agregados e até mesmo aumentando a resistência ao cisalhamento.

Constata-se assim que, apesar do concreto autoadensável existir a quase três décadas, existem divergências entre os pesquisadores quanto ao comportamento e ao dimensionamento de estruturas de concreto armado empregando este material. Portanto, há necessidade de se avaliar a influência das particularidades da dosagem do concreto autoadensável, tais como a utilização de agregados graúdos de menores diâmetros e em volume reduzido, na resistência ao cisalhamento de vigas e verificar se os atuais modelos de dimensionamento ao cisalhamento são seguros e adequados para sua utilização.

Este trabalho apresenta os resultados de uma investigação experimental com 18 vigas de concreto com armadura de flexão e sem armadura de cisalhamento, produzidas com seis diferentes dosagens de concreto, tendo como variáveis o tipo de concreto, convencionalmente vibrado ou autoadensável, o diâmetro máximo do agregado graúdo, 9,5 mm e 19 mm, e o volume deste agregado na dosagem, padrão ou reduzido em 30%. As vigas foram submetidas a ensaio de flexão a quatro pontos sendo avaliados os modos de ruptura, padrões de fissuração e as forças cortantes de ruptura. As resistências últimas foram comparadas aos valores fornecidos pelas normas ACI 318 [9] e EC-2 [10] avaliando-se a capacidade de estimativa destas normas.

2. Materiais e programa experimental

O programa experimental foi idealizado para comparar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto convencional vibrado e autoadensável através de ensaios de flexão a quatro pontos.

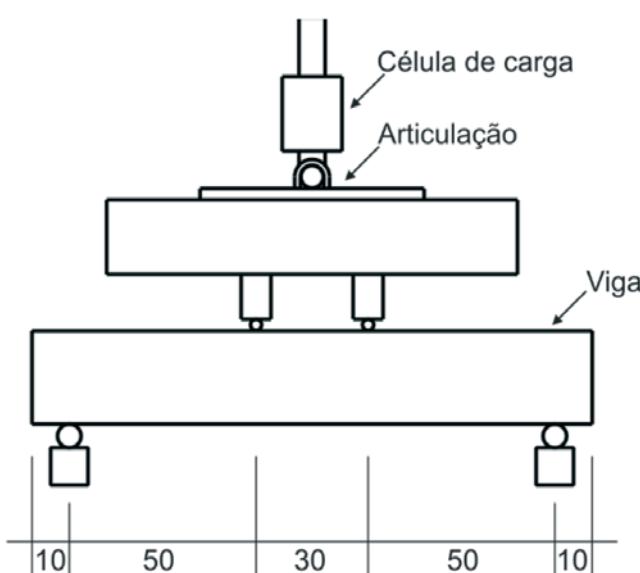


Figura 1

Esquema do ensaio de flexão a quatro pontos (medidas em cm)

Tabela 1Proporções de materiais das dosagens para produção de 1 m³

Concreto	Cimento (kg)	Fíler (kg)	Areia natural (kg)	Areia artificial (kg)	Brita 0 (kg)	Brita 1 (kg)	Água (kg)	Aditivo (kg)
CC1	385,18	-	418,54	417,41	-	964,59	200,29	-
CC0	385,18	-	418,54	417,41	961,10	-	200,29	-
CA1N	385,18	214,77	312,88	312,04	-	964,59	200,29	0,87
CA0N	385,18	214,77	312,88	312,04	961,10	-	200,29	0,77
CA1R	385,72	215,08	456,45	455,23	-	676,02	200,57	1,15
CA0R	385,72	215,08	456,45	455,23	673,58	-	200,57	1,11

Foram utilizadas seis dosagens de concretos, dois convencionais e quatro autoadensáveis, variando o diâmetro máximo característico do agregado graúdo e o volume deste agregado, sendo confeccionadas três vigas com cada dosagem de concreto, totalizando 18 vigas.

2.1 Características das vigas ensaiadas

As vigas foram dimensionadas com armadura longitudinal e sem armadura transversal de forma que a ruptura ocorresse por tração diagonal. Todas as vigas apresentavam seção transversal retangular de 10 x 25 cm² e comprimento total de 150 cm, sendo a distância entre os apoios igual a 130 cm. Os ensaios de flexão nas vigas biapoiadas foram realizados com carregamento aplicado através de duas cargas concentradas distando 50 cm dos apoios, com relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da seção transversal (a/d) próximo a 2,25, conforme esquema de ensaio apresentado na Figura 1.

Todas as vigas apresentavam armadura longitudinal composta por duas barras de aço CA-50, com 16 mm de diâmetro, posicionadas na parte inferior da seção transversal, correspondente a uma taxa de armadura longitudinal de 1,61%, além de duas barras longitudinais, posicionadas na parte superior da seção transversal, e quatro estribos, posicionados nas extremidades e na região central da viga, produzidos com aço CA-60 com 5 mm de diâme-

tro, que serviram como armadura auxiliar de montagem, conforme apresentado na Figura 2.

2.2 Dosagem dos concretos

Visando avaliar três fatores que, de acordo com a literatura, diferenciam o concreto autoadensável do convencional: trabalhabilidade, diâmetro máximo do agregado graúdo e proporção deste agregado na mistura, a partir de um traço piloto de concreto convencional foram definidos outros cinco traços de concreto tendo como variáveis dois diâmetros máximos de agregados graúdos e dois volumes de agregado graúdo na composição, visando uma resistência à compressão axial próxima a 40 MPa.

As dosagens são identificadas por siglas constituídas pelo tipo de concreto, convencional (CC) ou autoadensável (CA), pelo diâmetro máximo do agregado, 9,5 mm (0) ou 19,0 mm (1), e volume de agregado graúdo, normal (N) ou reduzido em 30% (R). Nos concretos com redução do volume de agregado graúdo a dosagem foi complementada com agregado miúdo, além disso, os concretos autoadensáveis receberam adição de fíler calcário, para promover maior viscosidade, e aditivo superplastificante à base de policarboxilatos, para obtenção da trabalhabilidade.

A produção dos concretos utilizou o Cimento de Alta Resistência Inicial Resistente a Sulfatos, CP V-ARI-RS, pela possibilidade de desforma das vigas após 24 horas da moldagem, além de ser

Tabela 2

Propriedades dos concretos no estado fresco e resistência média a compressão no estado endurecido

Concreto	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	Massa específica (kg/m ³)	Funil V (s)	Caixa L (mm)	f _{cm} (MPa)
CC1	90	-	2424	-	-	36,2
CC0	85	-	2391	-	-	42,1
CA1N	-	73,5	2391	19,63	0,87	48,3
CA0N	-	70,5	2391	21,52	0,81	37,2
CA1R	-	79,5	2367	11,94	0,87	48,8
CA0R	-	78,5	2421	10,42	0,83	45,4

empregado com maior frequencia nas obras de concreto autoadensável. Como agregado miúdo foi utilizada uma composição de 50% de areia quartzosa, de granulometria fina, e 50% de areia de britagem de rocha granítica. Os agregados graúdos utilizados foram rochas de origem granítica britadas com diâmetro máximo característico de 9,5 mm e 19,0 mm.

Os concretos convencionais foram produzidos sem a utilização de aditivos. Na Tabela 1 são apresentadas as proporções de materiais em massa para produção de 1 m³ de concreto.

Todos os concretos foram produzidos com relação água cimento igual a 0,52, sendo a dosagem do aditivo superplastificante fixada inicialmente em 0,3% da massa de cimento, porém durante a produção dos concretos este valor foi corrigido de acordo com a necessidade de cada traço, ficando entre 0,2% e 0,3% da massa de cimento.

Nos concretos autoadensáveis com volume normal de agregado graúdo houve a substituição de 25% da massa de agregado miúdo seco por fíler calcário, sendo utilizada a mesma quantidade de fíler nos concretos com volume de agregado graúdo reduzido, mantendo assim a proporção de materiais finos em torno de 600 kg/m³ de concreto em todos os concretos autoadensáveis. Os concretos CA0N, CA1N, CC0 e CC1 apresentam 56% de teor de argamassa enquanto que nos concretos CA1R e CA0R este teor passou para 69% devido à redução do volume de agregado graúdo em 30% e complementação com agregados miúdos.

O concreto convencional foi avaliado no estado fresco quanto à sua trabalhabilidade através do ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme especificado pela NBR NM 67 [11]. As propriedades avaliadas do concreto autoadensável no estado fresco foram o espalhamento, a habilidade passante e a viscosidade plástica aparente, conforme ensaios definidos pela norma NBR 15823 [12]. As resistências à compressão axial dos concretos foram obtidas através de corpos de prova cilíndricos conforme ensaio definido pela norma NBR 5739 [13] e os resultados são apresentados na Tabela 2.

2.3 Moldagem das vigas e instrumentação dos ensaios

Os concretos para confecção das vigas foram produzidos utilizando uma betoneira com capacidade de mistura de 150 litros, de forma que com cada betonada eram moldadas três vigas e três corpos de prova cilíndricos. As formas foram confeccionadas em MDF plastificado sendo o lançamento do concreto realizado de forma manual em toda a extensão das vigas, utilizando um vibrador de imersão com agulha de 25 mm de diâmetro para adensamento das vigas de concreto convencional.

Após 24 horas da concretagem as vigas e os corpos de prova foram retirados das formas e armazenados sob uma lona plástica, umedecidos diariamente durante os sete primeiros dias e permanecendo nas condições do laboratório, com temperatura média de 22,5 °C e umidade relativa do ar em torno de 75,4%, até a idade de 28 dias, quando foram realizados os ensaios de flexão.

A instrumentação utilizada nas vigas é apresentada na Figura 3. Para medir o deslocamento vertical no centro da viga foram instalados dois transdutores de deslocamento (LVDTs) com capacidade de medição de 10 mm, um em cada lado da viga, fixados em barras de alumínio apoias em roldanas parafusadas nas extremidades das vigas. Como base de medição do deslocamento para os LVDTs foram utilizadas cantoneiras de aço parafusadas no centro do vão da viga, na altura da linha neutra.

As aberturas das fissuras inclinadas de cisalhamento foram medidas através de LVDTs instalados distantes 15 cm dos pontos de aplicação da carga, fixados com parafusos na parte superior da face lateral da viga e em uma cantoneira parafusada na face inferior da viga, sendo utilizados dois medidores devido à incerteza sobre o lado de ruptura da viga. A aplicação da carga foi realizada utilizando um macaco hidráulico acoplado a uma célula de carga com capacidade de 200 kN, através de incremento de carga de 500 N/s até se alcançar a ruptura. Durante o carregamento foram realizadas duas paradas, em 20 kN e 40kN, para anotação da quantidade e extensão das fissuras.

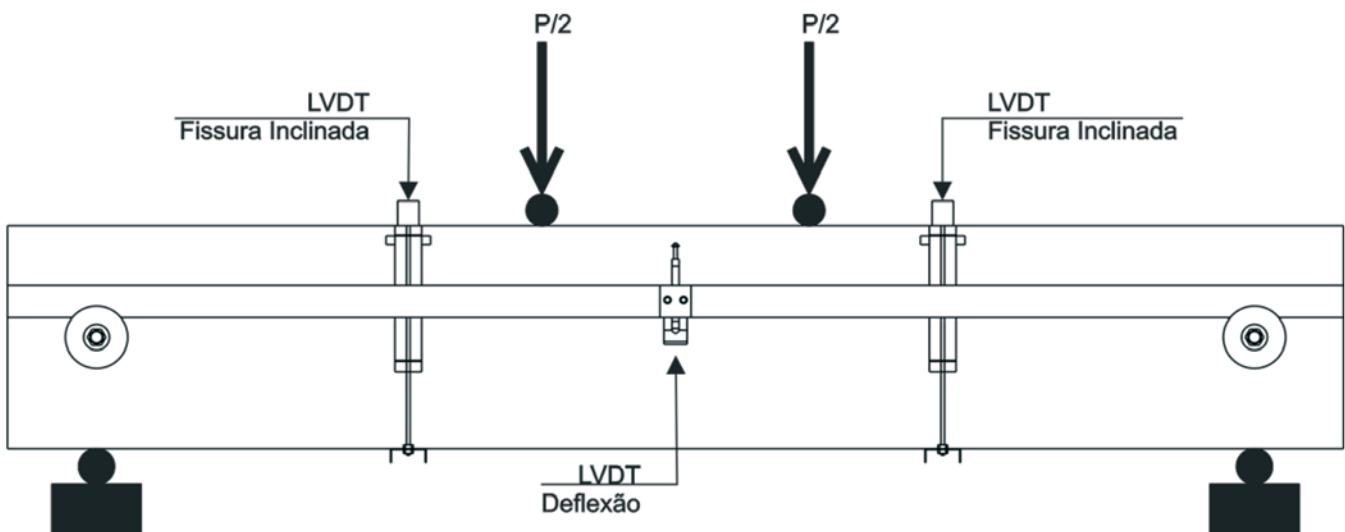
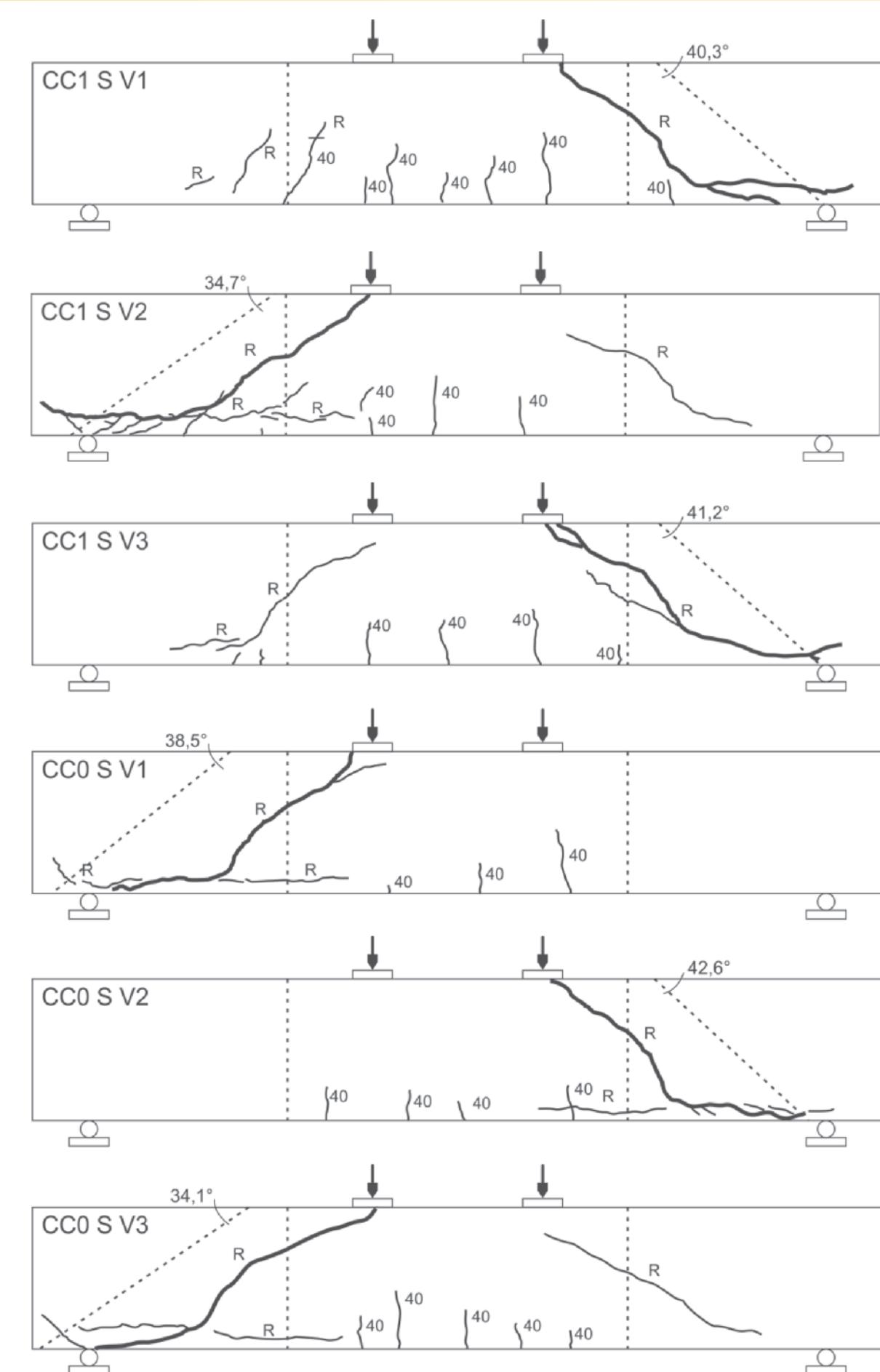


Figura 3
Instrumentação das vigas

**Figura 4**

Padrão de fissuração das vigas de concreto convencional sem armadura transversal

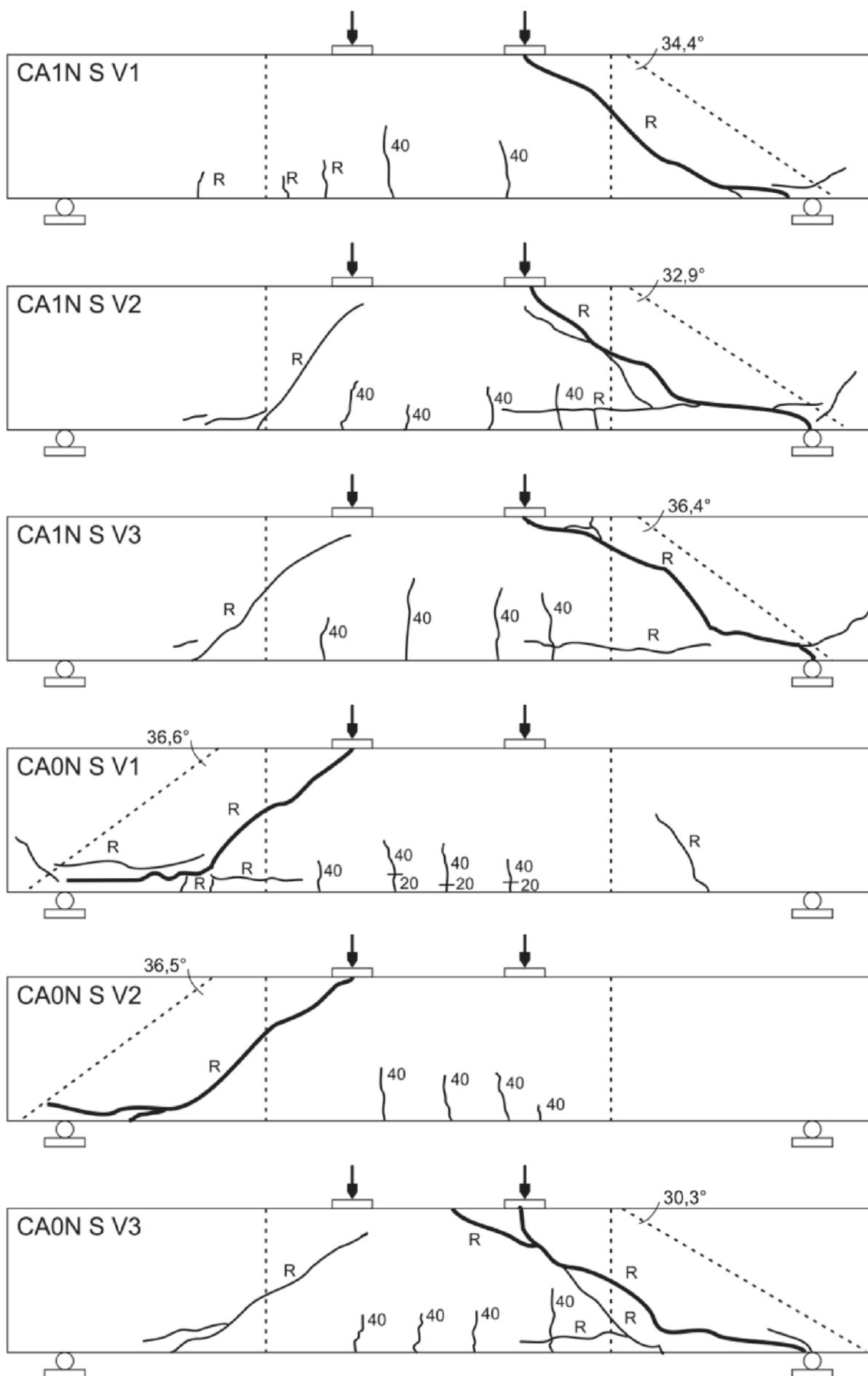
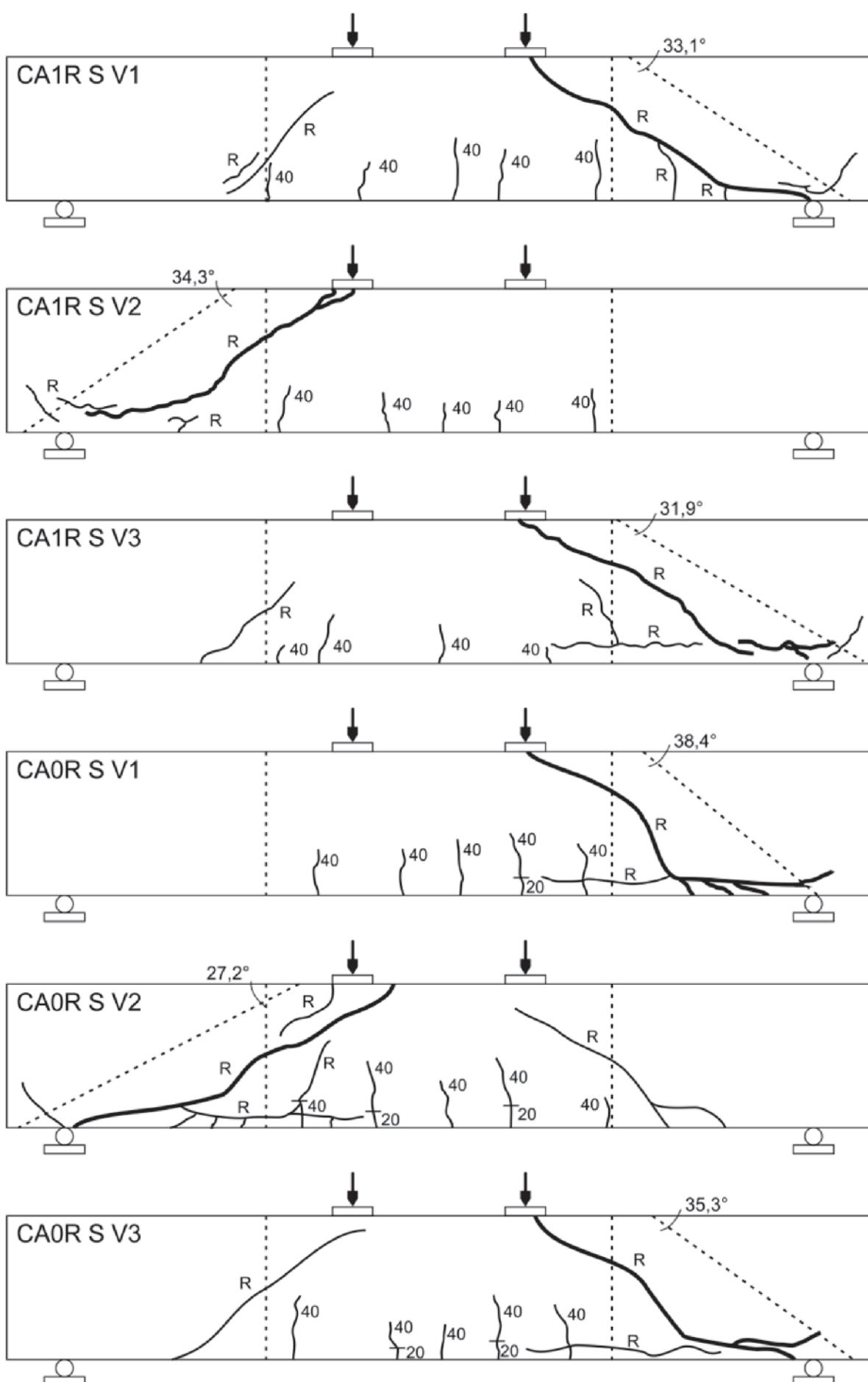


Figura 5

Padrão de fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume normal de agregado

**Figura 6**

Padrão de fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume reduzido de agregado

Tabela 3

Força cortante última medida, normalizada e média e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento

Concreto	V_u (kN)	V_n (kN.MPa-0,5)	$V_{n,m}$ (kN.MPa-0,5)	Ângulo da fissura (°)	Ângulo médio (°)
CC1 - V1	38,03	6,32	6,71	40,3	38,7
CC1 - V2	40,01	6,65		34,7	
CC1 - V3	43,16	7,17		41,2	
CC0 - V1	38,77	5,98	5,95	38,5	38,4
CC0 - V2	38,56	5,94		42,6	
CC0 - V3	38,41	5,92		34,1	
CA1N - V1	36,75	5,29	5,40	34,4	34,6
CA1N - V2	36,50	5,25		32,9	
CA1N - V3	39,31	5,66		36,4	
CA0N - V1	32,92	5,40	5,23	36,6	34,5
CA0N - V2	30,90	5,07		36,5	
CA0N - V3	31,75	5,21		30,3	
CA1R - V1	38,11	5,46	5,34	30,1	33,1
CA1R - V2	36,94	5,29		34,3	
CA1R - V3	36,94	5,29		31,9	
CA0R - V1	33,48	4,97	5,37	38,4	33,6
CA0R - V2	39,92	5,92		27,2	
CA0R - V3	35,24	5,23		35,3	

Os transdutores de deslocamento e a célula de carga foram conectados a um sistema de aquisição de dados, permitindo assim a análise do comportamento das vigas em relação às flechas e abertura de fissura de cisalhamento durante o carregamento.

propagando-se rapidamente em direção ao ponto de aplicação da carga e ao apoio, além da formação de fissuras paralelas às barras de armadura longitudinal, devido à transferência dos esforços para

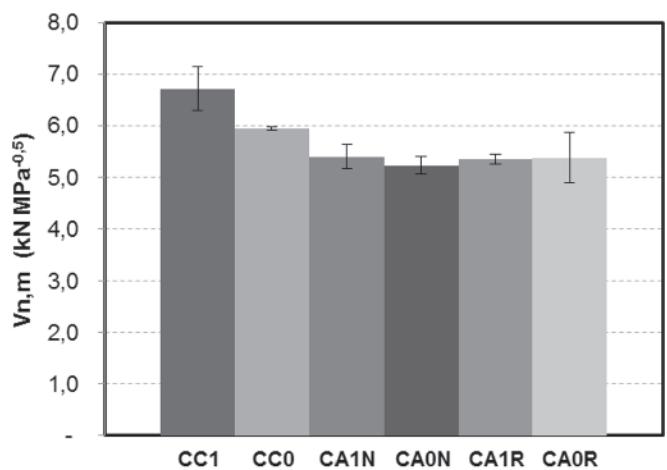
3. Resultados e discussões

3.1 Modo de fissuração e ruptura

Nas figuras 4 a 6 são apresentados os padrões de fissuração das vigas de concreto convencional e autoadensável após a ruptura, sendo indicada a carga aplicada correspondente à parada para demarcação das fissuras em kN ou com a letra "R" as fissuras que ocorreram entre a última parada e a ruptura. As linhas pontilhadas verticais correspondem à posição do LVDT de medição da abertura da fissura inclinada, enquanto a linha pontilhada inclinada corresponde à inclinação da fissura de cisalhamento, sendo o ângulo indicado na parte superior.

Durante a realização dos ensaios observou-se inicialmente a formação de fissuras de flexão, na região central do vão da viga, as quais se propagavam verticalmente com o aumento do carregamento, e algumas fissuras com pequena inclinação nas regiões de cisalhamento, devido a uma interação entre as tensões normais e cisalhantes.

Nos estágios finais de carregamento ocorreu a formação repentina da fissura inclinada, em um dos vãos cisalhantes ou em ambos,

**Figura 7**

Valores médios e respectivos desvios padrão da força cortante última normalizada das dosagens de concreto

estas barras que superavam a tensão de aderência entre as barras de aço e o concreto, sendo seguida de uma ruptura brusca da viga. A formação da fissura de cisalhamento nas vigas pode ser visualizada durante o carregamento, sendo confirmada através de um aumento repentino nas leituras dos LVDTs que monitoravam a deflexão da viga e a abertura da fissura inclinada, entretanto, devido à ausência de armadura transversal, logo após a formação desta fissura ocorreu a ruptura.

A inclinação da fissura de cisalhamento foi determinada considerando uma reta tangente a esta fissura na região central da altura da viga, interceptando-a nos pontos onde houve a mudança brusca de inclinação. Verifica-se que a inclinação variou entre 27,2° e 42,6°, sendo em média maior a inclinação nos concretos convencionais em relação aos concretos autoadensáveis.

3.2 Resistência ao cisalhamento

De acordo com algumas normas de dimensionamento a resistência ao cisalhamento em vigas pode ser relacionada com a resistência à compressão axial do concreto. A norma americana ACI 318 [9] considera a força cortante última das vigas proporcional à raiz quadrada desta resistência enquanto a norma europeia EC-2 [10] considera proporcional à raiz cúbica.

Devido à variação da resistência à compressão axial dos concretos em estudo, a análise das resistências ao cisalhamento das vigas foi realizada considerando a força cortante última normalizada, V_n , calculada utilizando a Equação 1, empregando a correlação de resistências adotada pela norma americana:

$$V_n = \frac{V_u}{\sqrt{f_c}} \quad (1)$$

Onde V_u é a força cortante última aplicada (kN) e f_c é a resistência à compressão axial do concreto (MPa).

Na Tabela 3 são apresentados os valores de força cortante última das vigas, força cortante última normalizada, a média dos valores de força cortante última para os exemplares de cada dosagem de concreto, e o ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento. Comparando os valores médios de força cortante normalizada última e inclinação da fissura de cisalhamento verifica-se que as vigas com fissura mais inclinada apresentaram maior resistência ao cisalhamento, indicando a ocorrência de uma maior parcela vertical de transferência de força através da fissura. Este efeito apresentou maior variação entre os concretos convencionais e autoadensáveis, ocorrendo uma variação não significativa da inclinação da fissura de cisalhamento quando reduzido o volume ou do diâmetro do agregado graúdo.

Tabela 4

Força cortante última obtida experimentalmente, estimativa das normas e relação entre estes valores

Concreto	Experimental		Estimativas normas		Comparação	
	V_u (kN)	$V_{u,m}$ (kN)	$V_{u,ACI}$ (kN)	$V_{u,EC}$ (kN)	$V_{u,ACI} / V_{u,m}$	$V_{u,EC} / V_{u,m}$
CC1 - V1	38,03	40,4	22,12	31,31	0,55	0,78
CC1 - V2	40,01					
CC1 - V3	43,16					
CC0 - V1	38,77	38,6	23,60	32,92	0,61	0,85
CC0 - V2	38,56					
CC0 - V3	38,41					
CA1N - V1	36,75	37,5	25,07	34,46	0,67	0,92
CA1N - V2	36,50					
CA1N - V3	39,31					
CA0N - V1	32,92	31,9	22,37	31,58	0,70	0,99
CA0N - V2	30,90					
CA0N - V3	31,75					
CA1R - V1	38,11	37,3	25,18	34,58	0,67	0,93
CA1R - V2	36,94					
CA1R - V3	36,94					
CA0R - V1	33,48	36,2	24,39	33,75	0,67	0,93
CA0R - V2	39,92					
CA0R - V3	35,24					

Na Figura 7 são apresentados os valores médios e os respectivos desvios padrão da força cortante última normalizada dos concretos estudados onde se verifica que os concretos convencionais apresentaram força cortante última média superior aos concretos autoadensáveis. Resultados semelhantes foram apresentados por Helincks *et al.* [14], podendo a redução na resistência dos concretos autoadensáveis ser atribuída à menor granulometria e redução do volume de agregados graúdos empregados em sua dosagem, acarretando na redução do engrenamento entre os agregados. Além disso, observa-se que a quantidade de materiais finos presentes na dosagem apresenta influência no engrenamento dos agregados, reduzindo a resistência ao cisalhamento, uma vez que as maiores resistências foram obtidas no concreto CC1, o qual apresentava menor teor de materiais finos.

Para avaliar a influência de alguns parâmetros das dosagens, tais como a trabalhabilidade do concreto no estado fresco, o diâmetro máximo característico e o volume de agregado graúdo na resistência ao cisalhamento das vigas, os resultados foram analisados agrupados de acordo com estes parâmetros.

a) Influência da trabalhabilidade do concreto no estado fresco

Para obtenção da fluidez no concreto autoadensável no estado fresco, além da utilização de aditivo superplastificante, parte do agregado miúdo foi substituída por fíber calcário, podendo os efeitos destas alterações na resistência ao cisalhamento serem avaliados quando comparados os concretos convencionais e autoadensáveis produzidos com mesmo diâmetro e volume de agregado graúdo, CC1xCA1N e CC0xCA0N.

De acordo com os dados da Tabela 3, verifica-se que a média da força cortante última normalizada nos concretos convencionais foi 24,3% superior à obtida nos concretos autoadensáveis quando utilizados agregados de maior granulometria ($6,71 \text{ kN MPa}^{-0.5}$ para CC1 e $5,40 \text{ kN MPa}^{-0.5}$ para CA1N). Para os concretos com agregados de menos granulometria esta diferença foi de 13,8% ($5,95 \text{ kN MPa}^{-0.5}$ para CC1 e $5,23 \text{ kN MPa}^{-0.5}$ para CA1N).

Considerando que a mesma armadura longitudinal foi utilizada nas vigas, garantindo o mesmo efeito de pino, constata-se que apesar do melhor adensamento do material, a utilização de uma maior quantidade de materiais finos no concreto autoadensável ocasionou a redução do engrenamento dos agregados, e consequente redução da resistência ao cisalhamento, como também podem ser observados nos resultados apresentados por Choulli *et al.* [15].

b) Influência do volume de agregado graúdo

Comparando os concretos autoadensáveis produzidos com agregado de mesma granulometria, porém, com volume do agregado graúdo reduzido em 30%, CA1NxCA1R e CA0NxCA0R, não se verificaram variações significativas nas resistências últimas das vigas, sendo inferiores a 3%.

Entre os concretos convencionais e autoadensável constata-se que a redução do volume de agregado aliada a substituição de agregado miúdo por materiais finos resultou em uma maior redução da resistência ao cisalhamento nos concretos com agregado de maior granulometria. Entre os concretos CC0xCA0R não ocorreu variação significativa na resistência, enquanto entre os

Table 5

Ratio bewteen ultimate shear loads given by codes to the ones obtained experimentally for conventional and self-consolidating concrete beams

Concrete	$V_{u,ACI} / V_{u,m}$	$V_{u,EC} / V_{u,m}$
Conventional (1)	0.58	0.81
Self-consolidating (2)	0.68	0.94
(1)/(2)	0.85	0.86

concretos CC1xCA1R observou-se uma redução de 20,4% na resistência última normalizada média. Resultados semelhantes são apresentados em Hassan *et al.* [14] e Helincks *et al.* [16], sendo a redução da resistência ao cisalhamento atribuída ao menor engrenamento entre os agregados devido à redução do volume de agregado graúdo.

c) Influência do diâmetro do agregado graúdo

Considerando que entre a dosagem dos concretos CC1xCC0, CA1NxCA0N e CA1RxCA0R ocorre somente a variação no diâmetro do agregado graúdo podemos avaliar a influência deste parâmetro na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado convencionalmente vibrado e autoadensável.

A redução do diâmetro máximo do agregado graúdo apresentou maior influência no concreto convencional, sendo a força cortante última do CC1 12,8% superior ao CC0.

Para os concretos autoadensáveis não pode ser observada redução significativa na resistência ao cisalhamento com a redução do diâmetro do agregado graúdo, sendo a variação na resistência última no CA1N 3,3% superior ao CA0N e enquanto no CA1R a resistência foi praticamente igual ao CA0R.

3.3 Comparação com as normas

A resistência última ao cisalhamento das vigas de concreto convencional e autoadensável ensaiadas experimentalmente foram comparadas às estimativas das normas ACI-318 [9] e EC-2 [10] para força cortante resistente (V_R) de vigas sem armadura transversal, obtidas através das equações (2) e (3), respectivamente, considerando os fatores de segurança iguais a 1,0.

$$V_R = \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_l \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

$$V_R = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

Onde f_c é a resistência característica à compressão axial do concreto (MPa), ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, V_u é a força cortante última na seção (kN), M_u é o momento fletor último na seção (kN.m), b_w é largura da seção transversal (m) e d é a altura efetiva da seção transversal (m).

Na Tabela 4 são apresentados os valores de força cortante última obtidos experimentalmente e calculados pelas equações (2) e (3). Nas duas normas analisadas os valores de estimativa de resistência do concreto autoadensável foram menos conservativos que do concreto convencionalmente vibrado.

A equação do ACI 318 subestima a resistência última de vigas de concreto sem armadura transversal sendo a relação entre os valores da norma e obtidos experimentalmente entre 0,55 e 0,70 com média igual a 0,65, sendo a estimativa menos conservativa para concretos autoadensáveis.

O EC-2 apresentou relação entre os valores teóricos e obtidos experimentalmente entre 0,78 e 0,99 sendo, como o ACI, menos conservativo para os concretos autoadensáveis. Nos concretos autoadensáveis verificaram-se valores estimados próximos aos experimentais, principalmente para vigas de concreto CA0N, indicando uma redução na segurança para o dimensionamento de vigas deste material em comparação ao concreto convencionalmente vibrado.

Verifica-se que apesar da equação do ACI 318 considerar uma maior contribuição da resistência à compressão axial do concreto na força cortante resistente das vigas em relação ao EC-2, os valores estimados pela norma americana se apresentam mais conservativos, independente do tipo de concreto.

Dividindo as médias da relação entre a força cortante última estimada pelas normas e obtida experimentalmente para o concreto convencional e autoadensável (Tabela 5) obtém-se índices semelhantes entre as duas normas, iguais a 0,85 e 0,86 para o ACI 318 e EC-2, respectivamente.

4. Conclusões

Apesar do pequeno número de vigas ensaiadas, necessitando uma maior quantidade de amostras para uma avaliação completa da influência dos parâmetros que diferenciam os concretos convencionalmente vibrados dos autoadensáveis, foi possível avaliar a influência do volume e diâmetro máximo característico do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas produzidas com estes materiais.

Independentemente do tipo de concreto, as vigas apresentaram comportamento semelhante durante a realização dos ensaios ocorrendo inicialmente a formação de fissuras de flexão, na região central do vão da viga, e algumas fissuras com pequena inclinação nas regiões de cisalhamento. Nos estágios finais de carregamento ocorreu a formação repentina da fissura inclinada de cisalhamento seguida da ruptura.

A inclinação da fissura de cisalhamento apresentou valores entre 27,2° e 42,6°, sendo em média maior a inclinação nos concretos convencionais em relação aos concretos autoadensáveis, resultando em maior resistência ao cisalhamento, devido à maior transferência de força através da fissura.

As vigas produzidas com concretos convencionais apresentaram maior resistência ao cisalhamento em relação aos concretos autoadensáveis para dosagens com iguais diâmetro e volume de agregado graúdo. A redução da resistência nos concretos autoadensáveis pode ser atribuída ao maior teor de materiais finos em sua dosagem, reduzindo o efeito de engrenamento entre os agregados.

Entre os concretos autoadensáveis observou-se que a redução do volume de agregado graúdo não acarretou em variações significativas nas resistências últimas devido à semelhante quantidade de materiais finos em suas dosagens. Observou-se maior efeito da redução do volume de agregado graúdo entre os concretos CC1 e CA1R, devido também à substituição de parte do agregado miúdo por fíber. A redução do diâmetro máximo do agregado graúdo acarretou em redução da força cortante última normalizada nos concretos convencionais, porém este efeito não foi observado nos concretos autoadensáveis.

As estimativas das normas ACI 318 e EC-2 apresentaram valores menos conservativos para o concreto autoadensável do que para o concreto convencionalmente vibrado. A expressão da norma americana ACI 318 subestimou a resistência última de vigas de concreto sem armadura transversal, sendo a relação entre os valores da norma e obtidos experimentalmente entre 0,55 e 0,70. O EC-2 apresentou estimativas menos conservativas que o ACI 318, com relação entre os valores da norma e obtidos experimentalmente entre 0,78 e 0,85 para os concretos convencionais e entre 0,92 e 0,99 para os concretos autoadensáveis, indicando uma redução na segurança das estruturas quando utilizado este material.

5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Capes e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina pelo auxílio no desenvolvimento deste projeto, bem como ao professor Wellington Longuini Repette e ao doutorando Ronaldo Pilar pelas grandes colaborações no desenvolvimento dos traços dos concretos.

6. Referências bibliográficas

- [1] OKAMURA, H., OUCHI, M., Self-consolidating Concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, No. 1, 5-15, 2003.
- [2] REPETTE, W. L. Concreto autoadensável. In: Geraldo Cechella Isaia. (Org). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ed. São Paulo: IBRACON, 2011, V.2, P. 1769-1806.
- [3] EFNARC. Specification and Guidelines for Self-consolidating Concrete. European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, 2005.
- [4] PARRA, C., VALCUENDE, M., GÓMEZ, F. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-consolidating concrete. *Construction and Building Materials*, v. 25, p. 193-198, 2011.
- [5] SHERWOOD, E. G., BENTZ, E. C., COLINS, M. P.. Evaluation of shear design methods for large, lightly-reinforced concrete beams. *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction*, p. 153-164, Springer: Netherlands, 2006.
- [6] YANG, K. H., SIM, J. I., CHOI, B. J., LEE, E. T.. Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. *ACI Materials Journal*, V. 108, N° 5, Sep.-Oct. 2011, p. 501-509.
- [7] HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., LACHEMI, M.. Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear. *Cement & Concrete Composites*, 30 (2008) 588-596.

- [8] DESNERCK, P., DE SCHUTTER, G., TAERWE, L.. Shear friction of reinforced self-consolidating concrete members. ACI Special publication 261-9. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. p. 133-141, 2009.
- [9] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [10] Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2010.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [14] HELINCKS, P., BOEL, V., DE CORTE, W., DE SCHUTTER, G., DESNERCK, P.. Structural behaviour of power-type self-consolidating concrete: Bond performance and shear capacity. *Engineering Structures*, V. 48, p. 121-132, 2013.
- [15] CHOULLI, Y., MARÍ, A. R., CLADERA, A.. Shear behaviour of full-scale prestressed-beams made with self compacting concrete. *Materials and Structures*, n°41, p. 131-141, 2008.
- [16] HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., LACHEMI, M.. Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure. *Engineering Structures*, 32 (2010) 1262-1271.

Numerical analysis of nonlinear behavior of steel concrete composite structures

Análise numérica do comportamento não linear de estruturas mistas de aço e concreto



J. J. M. LEMES ^a
igorjml@hotmail.com

A. R. D. SILVA ^a
andreardsilva@em.ufop.br

R. A. M. SILVEIRA ^a
ricardo@em.ufop.br

P. A. S. ROCHA ^b
paulorocha@em.ufop.br

Abstract

This paper presents the development of an effective numerical formulation for analysis of steel concrete composite structures considering geometric and materials nonlinear effects. Thus, a methodology based on Refined Plastic Hinge Method (RPHM) was developed and the stiffness parameters obtained by homogenization of cross section. The evaluation of structural elements strength is done through the Strain Compatibility Method (SCM). The Newton-Raphson method with path-following strategies is adopted to solve nonlinear global and local (in cross section level) equations. The results are compared with experimental and numerical database presents in literature and a good accuracy is observed in composite cross section, columns and portal frames.

Keywords: nonlinear analysis, RPHM, interaction curves, SCM, moment-curvature relationship.

Resumo

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento de uma formulação numérica adequada para análise de estruturas mistas de aço e concreto considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da inelasticidade dos materiais. Para tal, foi desenvolvida uma metodologia baseada no Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), sendo os coeficientes de rigidez obtidos por meio da homogeneização da seção transversal. A avaliação da capacidade resistente dos elementos estruturais é feita no contexto do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). Os problemas oriundos da consideração das fontes de não linearidade (global e local) são resolvidos por meio do método iterativo de Newton-Raphson acoplado a estratégias de continuação. Os resultados obtidos são comparados com aqueles fornecidos em análises experimentais e/ou numéricas presentes na literatura, sendo verificada boa precisão nas análises de seções transversais mistas, pilares isolados mistos e pórticos simples mistos.

Palavras-chave: análise não linear, MRPR, curvas de interação, MCD, relação momento-curvatura.

^a Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

Received: 19 Dec 2015 • Accepted: 15 May 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

When considering the nonlinear behavior of structures, the approaches proposed by design codes become less realistic as the structural elements become slender. In the current context, the use of high-strength materials in construction gives rise to less rigid structures that are susceptible to large displacements. Accurate analysis of such structures requires the use of computational tools that take into account both the nonlinear behavior of the geometry of the structure and the bearing capacity of its structural elements. Structures made up of two or more materials are referred to as composite structures. The objective of this sort of combination is to find a balance between the materials, one that minimizes the unfavorable characteristics of each component. For example, concrete has been used only to protect steel against corrosion and fire agents, although it also happens to contribute to increasing the bearing capacity and stiffness of the structure. This idea spurred the first composite steel-concrete structural elements.

It is not at all simple to define the stiffness and bearing capacity of composite structural elements and the complexity is due to the concrete's anisotropic characteristics. Design codes [1-2] propose simplified methodologies for defining these stiffness parameters and full yield curve that can either approximate or hold off the actual behavior of the structure [3].

One alternative for obtaining accurate results in a way that is more computationally feasible is the Refined Plastic Hinge Method (RPHM). Usually the RPHM is associated with the analysis of steel [4-5] and composite structures [6-7]. In these approaches, the cross-section flexural stiffness is possibly degraded by pseudo-spring elements inserted in the ends of finite elements. The degradation begins when the combination of the axial force and the bending moment exceeds the limit of the elastic stage imposed by the initial yield curve. In other words, the cross-section maintains linear elastic behavior only up to the beginning of this curve.

When it comes to assessing the bearing capacity of the composite steel-concrete elements using Strain Compatibility Method (SCM) [2, 7], two strategies stand out. For nonlinear problems, proponents of quasi-Newton methods, such as Chen *et al.* [8] and Liu *et al.* [9], use this solution procedure, coupled with the Regula-Falsi numerical scheme. The process consists of determining the neutral axis position and its orientation (3D problem), which are the parameters set in the iterative cycle. In such manner, one can obtain the cross section bearing capacity. The Newton-Raphson method [10-11] uses, however, as the axial strain adjustment variables the membrane effect at the plastic centroid of the section and the curvature effect in one of the main axes (2D problem). The axial strain of each discrete point in the section is then determined and the respective constitutive relationships are used for the sum of stresses. The procedure consists of constructing the moment-curvature relationship (nonlinear problem), where, for a given axial force, the limit point that is found for the bending moment reflects the axial force-bending moment combination responsible for the plastification of the section. By analyzing moment-curvature the stiffness parameters can be determined. Chiorean [11] obtained the flexural rigidity of the section based on the tangent to the moment-curvature. Liu *et al.* [12] has already reduced the moment of

inertia of reinforced concrete elements as cracking occurred. Furthermore, Chan *et al.* [13] used the homogenized stiffness section to calculate the coefficients of the stiffness matrix.

This work aims to couple the SCM to RPHM to provide the Computational System of Advanced Structural Analysis (CS-ASA) platform [7] a formulation that is capable of assessing the load carrying capacity of composite structures while considering both the effects of geometric and physical nonlinearities. It is a new formulation within the context of evaluating plasticity in a concentrated form. Thus, the formulation retains the simplicity and small computational effort of RPHM and takes into account the accuracy of the SCM in the evaluation of cross section bearing capacity. While some recent studies have similarly coupled RPHM and SCM, none of their analyses of the bearing capacity of the cross-section uses the construction of the moment-curvature relationship. Moreover, to expand the range of analysis possibilities, the study also implements prescriptive requirements [1-2] to obtain the load carrying capacity of the elements. This would make it possible to assess the structural behavior of composite elements based on design codes considerations and to compare results obtained using the generalized formulation proposed by coupling RPHM with SCM.

2. Fundamentals for nonlinear structural analysis

The global nonlinear structural problem in the context of the Finite Element Method (FEM) and RPHM/SCM, is resolved by the following equation:

$$\mathbf{F}_i(\mathbf{U}, \mathbf{P}, S) \cong \lambda \mathbf{F}_r \quad (1)$$

with \mathbf{F}_i the internal force vector, which is written on the basis of nodal displacement vector \mathbf{U} , internal forces in members, \mathbf{P} , and the evaluation parameter of the flexural section stiffness degradation, S . The external forces vector is defined by the product between the load parameter, λ , and \mathbf{F}_r , which is the external forces vector of reference. Equation (1) is solved here by the Newton-Raphson method used in conjunction with path-following strategies, such as the generalized displacement technique [14] and the minimum residual displacements method [15].

Computationally, the effects of geometric nonlinearity are introduced in the conventional stiffness matrix by the matrix \mathbf{K}_o , \mathbf{K}_1 and \mathbf{K}_2 . \mathbf{K}_o is the geometric stiffness matrix, \mathbf{K}_1 is a linear function of the incremental nodal displacements while the terms in the matrix \mathbf{K}_2 are quadratic functions [16]. Terms of higher order (\mathbf{K}_1 and \mathbf{K}_2) can be neglected, especially when the structures are rigid and the material nonlinearity is more relevant.

3. Concentrated plasticity analysis

The computer program CS-ASA [5] has been under development since 2009 and has already been established for the nonlinear analysis of steel structures. This program uses the Refined Plastic Hinge Method (RPHM) [4] to simulate the concentrated plasticity in the nodal points.

To model the structures considered in this work, the study adopts the following assumptions:



Figure 1
Hybrid finite element with section springs

- there is full interaction between the materials present in the cross-section;
- the elements are initially straight, prismatic, and warpage may be ignored;
- the structure is perfectly locked on to the orthogonal axis (2D problem);
- effects of localized instability are neglected;
- large displacements and rigid body rotations are allowed;
- shear strain effects are neglected.

In the modeling, the beam-column finite element used is shown in Fig. 1. This element is defined by the nodes i and j . Also illustrated are the internal forces, M_i , M_j , and P , as well as their respective degrees of freedom θ_i , θ_j and δ , referenced to the corotational system. Null length pseudo-springs are inserted, at the ends of the element, to simulate the degradation of flexural stiffness by parameter S .

The S parameter is set within three domains (Fig. 2). When in the elastic state, the value of S is assumed to be 10^{16} . Such a state is limited by the beginning of initial yield curve. Upon reaching the plastic state (a situation where the internal forces reach the full yield curve), the flexural stiffness is completely degraded. In this case, S is taken to be numerically equal to 10^{-10} . Between the initial and full yield curves, the loss of stiffness is considered to occur gradually, according to the following equation:

$$S = \frac{(EI)_{comp}}{L} \left(\frac{M_{pr} - M}{M - M_{er}} \right) \quad (2)$$

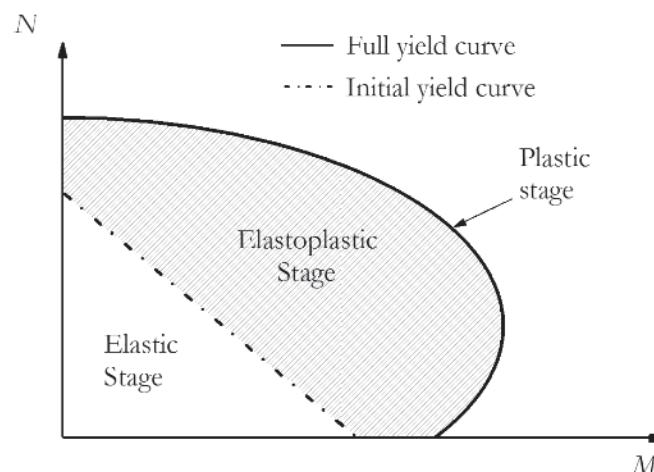


Figure 2
Full and initial yield curves: pseudo-spring flexural stiffness definition

where L is the length of the finite element; M_{pr} is the full yield moment and M_{er} the initial yield moment, which will be defined in Section 4; and $(EI)_{comp}$ is the flexural stiffness of the homogenized composite section that, for doubly symmetrical and composite beams section, is given by [17]:

$$(EI)_{comp} = \eta \left[(EI)_a + (EI)_b + (\mu EI)_c \right] \quad (3a)$$

$$(EI)_{comp} = E_a \left(0,4 I_{comp} + 0,6 I'_{comp} \right) \quad (3b)$$

where the subscripts a , b , and c refer to steel section, the reinforcement bar, and concrete; μ is the reduction factor for the flexural stiffness of concrete due to cracking; η is a reducing of the global stiffness coefficient; and I_{comp} and I'_{comp} are the moments of inertia of the composite section in the positive and negative moment regions, respectively.

For the element shown in Fig. 1, the force-displacement relationship is expressed by [9]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} EA_{comp}/L & 0 & 0 \\ 0 & S_i - S_i^2(k_{jj} + S_j)/\beta & (S_i S_j k_{ij})/\beta \\ 0 & (S_i S_j k_{ji})/\beta & S_j - S_j^2(k_{ii} + S_i)/\beta \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (4)$$

or

$$\Delta \mathbf{f}_{co} = \mathbf{K}_{co} \Delta \mathbf{u}_{co}$$

with $\beta = (S_i + k_{ii})(S_j + k_{jj}) - k_{ji}k_{ij}$. The subscripts i and j indicate the nodes of the element and co the subscript to the coordinate system used (corotational); $(EA)_{comp}$ is the axial stiffness of the homogenized cross-section; ΔP and ΔM are, respectively, the incremental axial force and bending moment; $\Delta \delta$ and $\Delta \theta$ are the increments of axial strain and nodal rotation.

The terms k_{ii} , k_{jj} , k_{ji} and k_{ij} are obtained according to the Yang and Kuo's formulation [14]. When the section plastify, any increase in incremental load causes the internal forces to extrapolate the full yield curve, therefore, violating the cross-section bearing capacity. The formulation used here avoiding this violation is a strategy known as Return Mapping [5]. In this strategy, the element axial force remains constant and returns the internal bending moment to the full yield curve. In other words, Eq. (4) is modified so that in these situations the bearing capacity of the elements is not violated.

4. Strain compatibility method

The bending moments M_{pr} and M_{er} , used in Eq. (2), are obtained in the context of the Strain Compatibility Method (SCM). Compared to the simplified design codes procedures [1, 2], a more realistic approach is produced by the coupling of the deformed shape of section and the constitutive relationships of the materials comprising it. To satisfactorily obtain the strain field in the section, the cross-section discretization is necessary. In the discretization, the strength may be sufficiently evaluated with two-dimensional layers, but this procedure is sensitive to the degree of refinement imposed by the analyst.

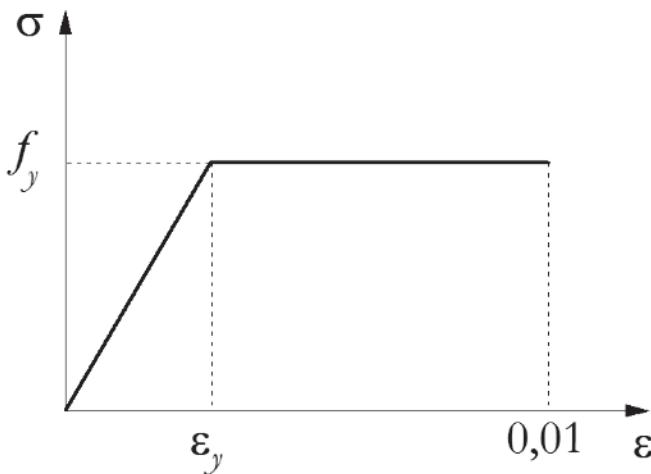


Figure 3
Steel constitutive relationship

4.1 Steel behavior

Fong and Chan [6] proposed for both the reinforcing bars and for the steel section an elastic-perfectly-plastic constitutive relationship (shown in Fig. 3), as described below:

$$\sigma \begin{cases} -f_y & \text{if } -\varepsilon_u \leq \varepsilon \leq -\varepsilon_y \\ E_a \varepsilon & \text{if } -\varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y & \text{if } \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (5)$$

where f_y is the yield strength of steel, E_a the Young's modulus of steel, ε_y and ε_u the elastic limit and final limit of steel strains, respectively.

4.2 Concrete behavior

When compressed, the parabolic-rectangular stress-strains relationship is adopted (Fig. 4a), limited by the last of the concrete

compressive strain, ε_{cu} . As proposed by Bazant and Oh [18], it is also possible to consider the tensile strength given by a bilinear model with a positive slope until reaching the beginning of cracking strain, ε_{tr} , along with the ultimate tensile strength, f_{cr} (Fig. 4b). The strain limit to the tensioned concrete is considered here as 0.0007, adopted by Bratina *et al.* [19]. We thus have:

$$\sigma = \begin{cases} -f_c & \text{if } \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ci} \\ \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{ci}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ci}} \right)^2 \right] f_c & \text{if } \varepsilon_{ci} < \varepsilon \leq 0 \\ E_{tr} \varepsilon & \text{if } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cr} \\ E_{tr,2} (\varepsilon - \varepsilon_{cr}) & \text{if } 0,0007 \geq \varepsilon > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (6)$$

where f_c is the maximum compression strength of concrete, E_{tr} and $E_{tr,2}$ are the concrete modulus of elasticity in tension, before and after cracking. ε_{cr} is the strain limit of the parabolic curve of the compressed concrete.

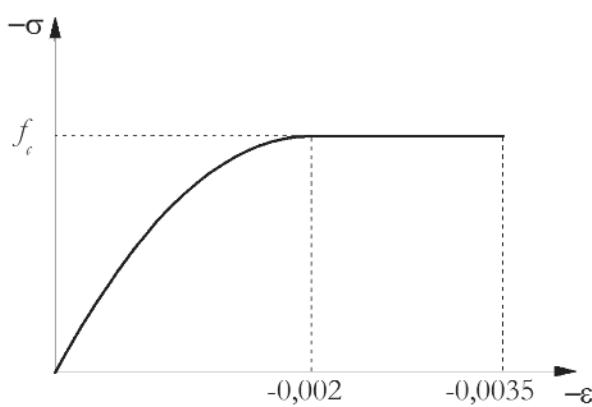
4.3 Moment-curvature relationship

Once the cross-section is discretized, in using the SCM coupled with the Newton-Raphson Method, there are two relevant variables: the area of the layers and their respective positions. This second is referred to as the plastic centroid (PC), so as to minimize convergence problems [8].

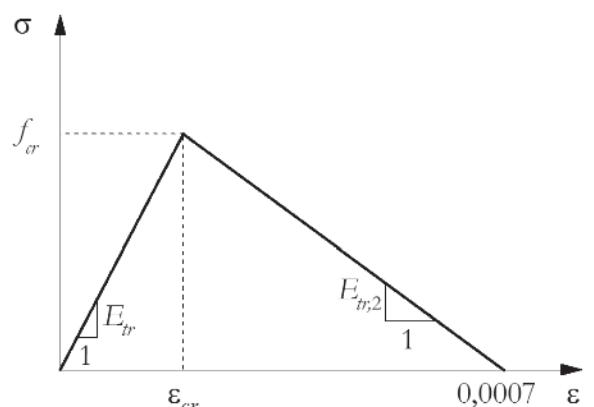
The position of the PC section is obtained by the following expression [20]:

$$y_{cp} = \frac{y_c A_c \gamma f_{cd} + y_a A_a f_{yd} + y_b A_b f_{ybd}}{A_c \gamma f_{cd} + A_a f_{yd} + A_b f_{ybd}} \quad (7)$$

with A_c , A_a and A_b being the concrete, steel, and the reinforcing bars areas; γ is the confinement coefficient of concrete; y_c , y_a and y_b are the coordinates of the respective areas' centroids



(a)



(b)

Figure 4
Concrete constitutive relationship (a) compression and (b) tensile

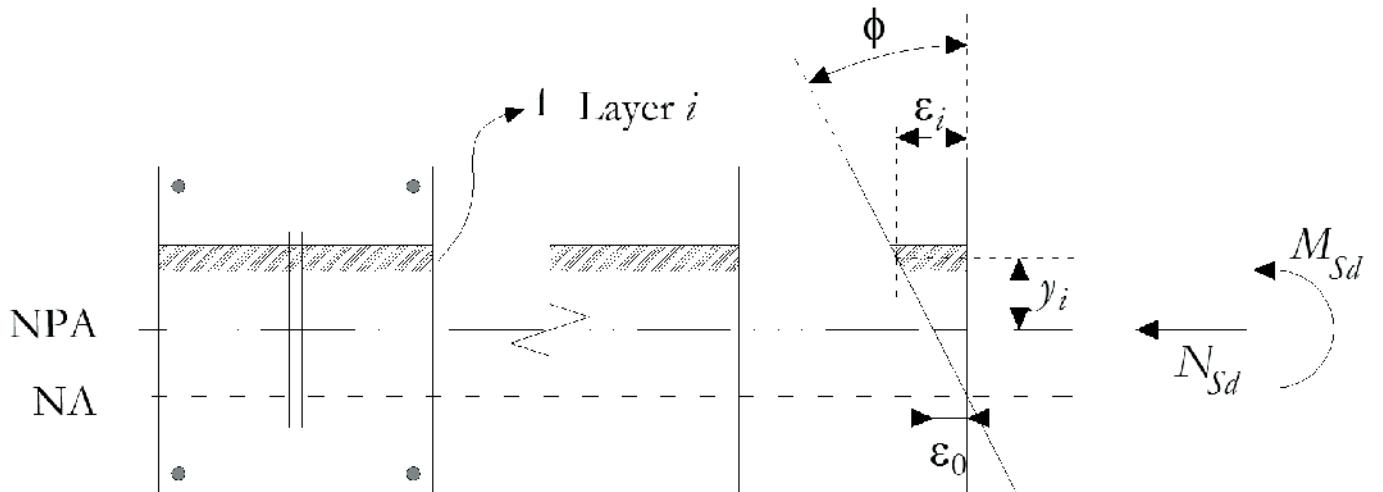


Figure 5
2D linear strain field

on the ordinate axis in relation to a reference system; and f_{cd} , f_{yd} and f_{ybd} are the compressed concrete, steel and reinforcing bars strength, respectively.

Figure 5 illustrates the distribution of strains in the composite section from a combination of axial force and bending moment. Note that the total axial strain at the i^{th} slice, ε_i , is given by a linear function. Therefore:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \phi y_i \quad (8)$$

where y_i is the distance between the of the analyzed layer and the cross-section plastic centroids (PCs), ε_0 is the membrane strain in the section CP, and ϕ its curvature.

For the matrix notation, the study adopted the following: the variables ε_0 and ϕ are the positions of the strain vector $\mathbf{X} = [\varepsilon_0 \ \phi]^T$. It is necessary to adjust the vector \mathbf{X} until the deformed shape of the section is consistent with the active external forces. This adjustment is made through the iterative process described below. Chiorean [11] pointed out that adopting $\mathbf{X} = \mathbf{0}$ in the first iteration enables a faster convergence. Numerically, it can be said that the balance of the section is obtained when the following equation is satisfied:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{\text{ext}} - \mathbf{f}_{\text{int}} \cong \mathbf{0} \quad (9)$$

where the external forces vector is depicted as $\mathbf{f}_{\text{ext}} = [N \ M]^T$. But the internal force vector is given by classical integral expressions for the axial force, N_{int} , and bending moment, M_{int} . Once areas, A_p , and positions, y_p , of each layer are known, the integral becomes the sum described as:

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \begin{bmatrix} n_{\text{fat}} & n_{\text{fat}} & n_b & n_b \\ \sum_{i=1}^{n_{\text{fat}}} \sigma_{ai} A_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{\text{fat}}} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{bj} A_{bj} - \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{cj} A_{cj} \\ \sum_{i=1}^{n_{\text{fat}}} \sigma_{ai} A_{ai} y_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{\text{fat}}} \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{bj} A_{bj} y_{bj} - \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{cj} A_{cj} y_{cj} \end{bmatrix} \quad (10)$$

with n_{fat} being the number of layers used in the discretization of the cross-section and n_b the number of reinforcing bars lines

present in the composite section. Layers stresses, σ , are dependent on the deformed shape of the cross-section, and are therefore functions of ε_0 and ϕ .

While it is appropriate to initiate the process with $\mathbf{X} = \mathbf{0}$, convergence is achieved only in the first iteration if external forces are null. Thus, for the next iteration, $k+1$, the strain vector is given by:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \mathbf{F}'(\mathbf{X}^k)^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (11)$$

where \mathbf{F}' is the tangent stiffness matrix of the cross-section or the Jacobian matrix of the nonlinear problem stated in Eq. (9), that is:

$$\mathbf{F}' = \left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{X}} \right) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{\text{int}}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{\text{int}}}{\partial \phi} \\ \frac{\partial M_{\text{int}}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{\text{int}}}{\partial \phi} \end{bmatrix} \quad (12)$$

The convergence criterion adopted in this work is based on the ratio of the Euclidean norms of the unbalanced force vector, \mathbf{F} , and the external forces vector, \mathbf{f}_{ext} . Thus, this ratio should be less than a tolerance, assumed here to be 10^{-5} .

Figure 6 details the flow chart of the process for obtaining the moment-curvature relationship.

When, for a given axial force, the maximum bending moment of the moment-curvature is reached, there is a total plastification of the section. It is defined such that a pair of forces is a point on the full yield curve.

The initial yield curve also is obtained from the moment-curvature relation. When the first layer of the section presents axial strain, ε , greater than the yield strain of the steel (section or longitudinal reinforcing bars) and/or the strain of the concrete's initial plastification [6], the layer begins to degrade and consequently the section loses stiffness. The moment responsible for this fact is considered the initial yield moment.

5. Limitations of the analysis methodology

In addition to the simplifying assumptions mentioned in Section 3, such as the full interaction between the materials, the disregard of shear strain, and so forth, there are some limitations in the proposed analysis methodology. The use of pseudo-springs at the ends of the finite element model to simulate the plasticity leads to a simplification consistent with the behavior of steel structures. In Figure 2, it can be seen that the rotational stiffness of the springs, discussed in Section 3, is defined within three domains (elastic, elastoplastic and plastic). Once within the elastic state, the S parameter of the pseudo-spring is kept constant, i.e., regardless the materials used in the structure, there is linear elastic behavior. This characterizes the linear behavior of the steel in Hooke's Law, shown in Fig. 3, for strains smaller than ε_y . Thus for the numerical simulation of composite structures in this formulation, the axial and flexural stiffness are evaluated by homogenizing the cross-section.

A more careful evaluation is called for in the study and analysis of reinforced concrete structures. As illustrated in Fig. 4, the

concrete exhibits nonlinear behavior under compression from strains smaller than ε_c , which means a limitation to the use of pseudo-springs.

6. Numerical examples

The numerical strategies presented in previous sections are used now to aim at a nonlinear analysis of steel-concrete composite structural systems. Evaluated examples are divided into four groups: interaction curves, isolated concrete-filled steel columns, rectangular concrete-filled tube made of high-strength materials and simple composite portal frame. The results are compared with those reported in the literature, obtained numerically and/or experimentally. To simulate the following examples, we used a computer equipped with an Intel Core i7 2.20 GHz and 8 GB of RAM.

6.1 Full yield curves

This section looks at the full yield curves of two steel-concrete composite cross-sections. At first, the encased I section, shown in

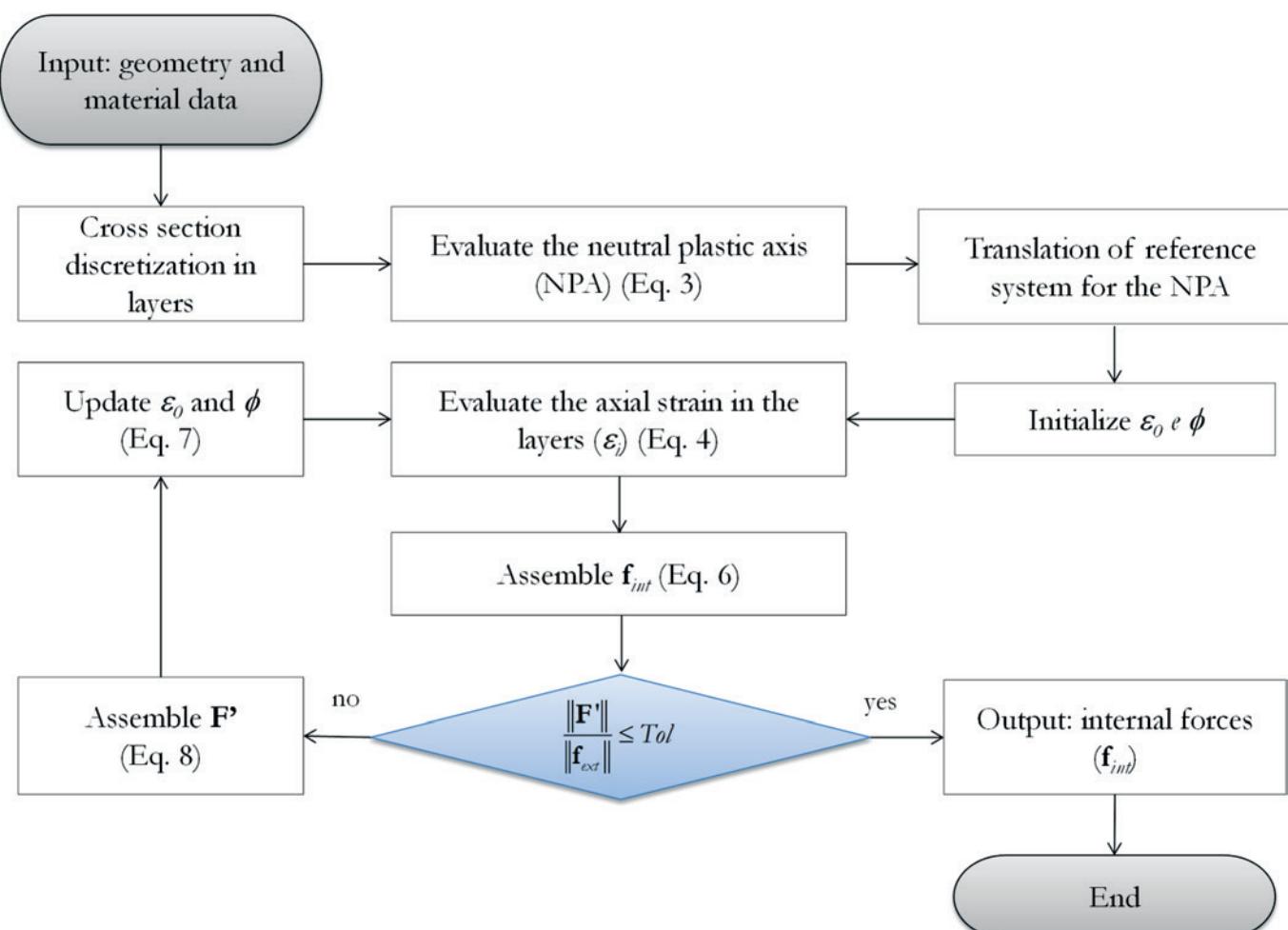


Figure 6

Nonlinear local problem solver – moment-curvature relationship

Fig. 7, is evaluated around the major and minor axes. It is a steel I section ($256 \times 256 \times 14.4 \times 16$ mm), where f_y is taken to be equal to 250 MPa, completely encased by concrete with f_{ck} 25 MPa. Further, the steel circular section is studied; its outside diameter is 400 mm; it is 10 mm thick with $f_y = 275$ MPa filled with concrete with f_{ck} of 35 MPa. In each case, two analyses will be made: a CST analysis of the concrete will not have tensile strength; and a CCT analysis in which the constitutive relationship shown in Fig. 4b will be considered.

Interaction curves were constructed of 101 coordinate points (M, N), each of the sections discretized into 12 layers. Such data are presented in order to standardize comparative measures of run-time, which at that point were not provided in the literature.

Figure 7 shows the full yield curves of the encased I section to major and minor axes. The study also evaluated the increase of the cross-section bearing capacity while considering the tensile behavior of concrete, as shown in Fig. 4b. Numerically, this increase is approximately 2.1% in the first quadrant of the axial force-moment bending diagram. To construct the four curves, CS-ASA software took 0.57 seconds or 0.14 seconds, on average, to build each curve.

Figure 8 shows the bearing capacity behavior of a circular steel section filled with concrete. Once the section exhibited the same behavior in both the x and y axes, only one of the curves was plotted. In this case, that took 0.28 seconds, averaging 0.14 seconds for each curve. There was a 1.7% increase in bearing capacity in the first quadrant when considering the tensioned concrete contribution in the obtaining curve.

In the cases covered in this item, there was good agreement between the results obtained by the Newton-Raphson Method and those provided by Caldas [10], who constructed the curve using

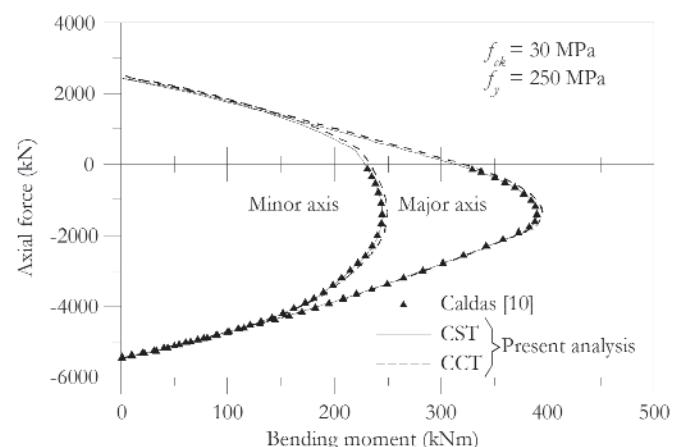
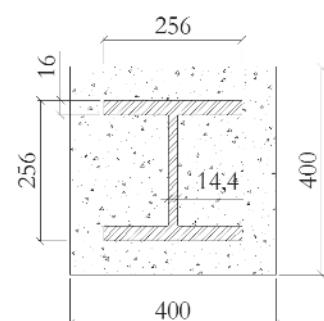


Figure 7
Full yield curves for encased I section

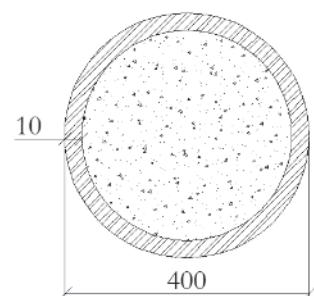
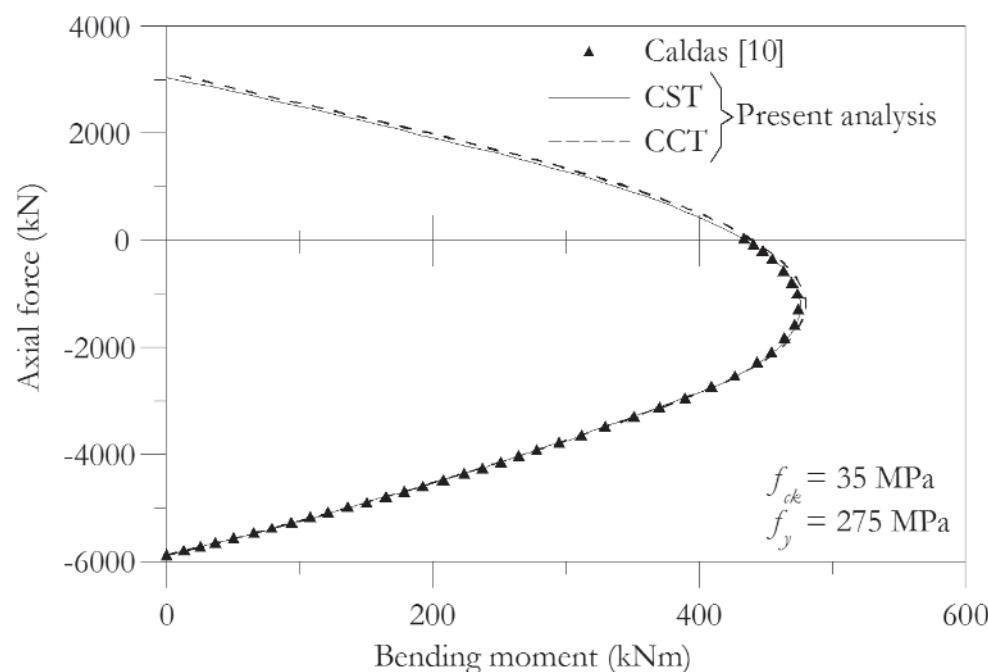
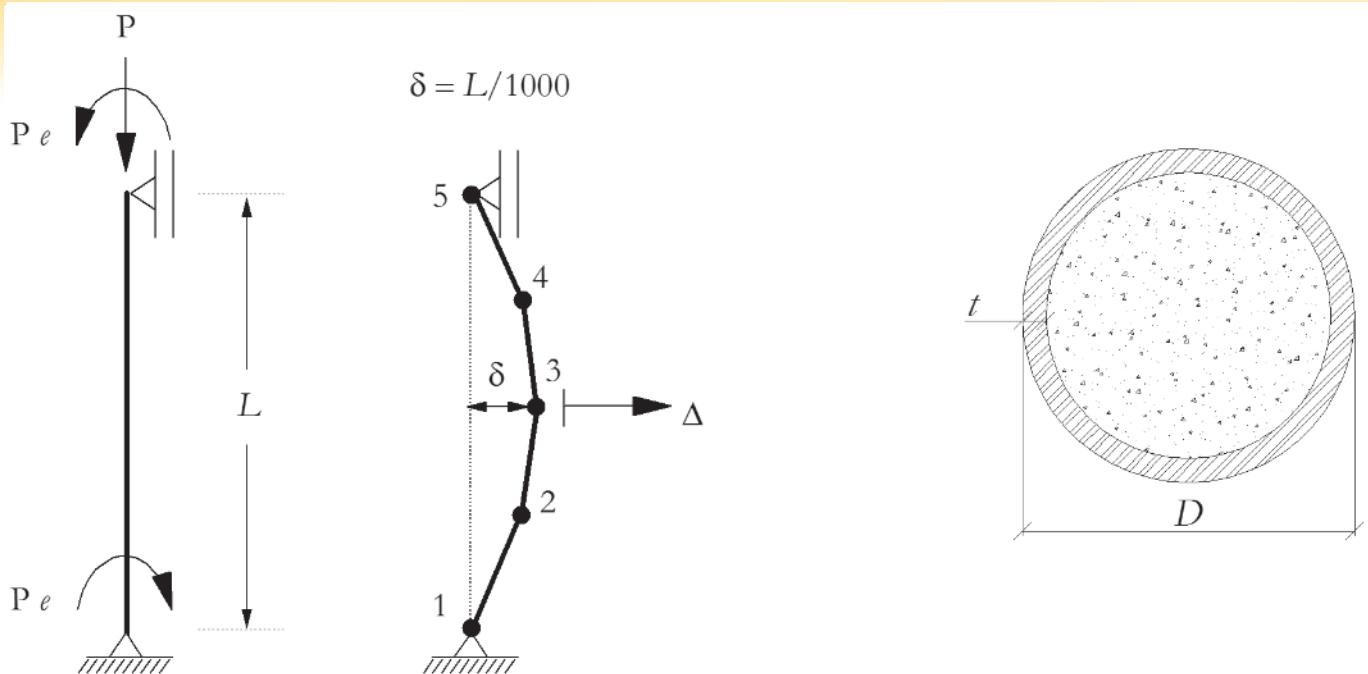


Figure 8
Full yield curve for circular composite section

**Figure 9**

Idealized model for circular composite column with eccentric load analysis

the D-strain parameter approach. In this method, one of the strain parameters is taken from the concrete strain domains, and the equations are thus adjusted to cycle through the deformed shapes for the ultimate limit state of the section. In both cases discussed in this item, the proposal to adopt the singularity condition of the Jacobian matrix of the cross-section (Eq. 12) as a stopping criterion for the construction of the moment-curvature relationship is verified as being appropriate.

6.2 Concrete-filled steel columns

Seven concrete-filled steel circular columns were first experimentally analyzed by Neogi *et al.* [21]. Liu *et al.* [12] and Fong and Chan [6] used these experimental results to test their formulations based on RPHM. The simulated model consists of a column simply supported with an initial geometric imperfection ($\delta=L/1000$). A load eccentricity is introduced to the system considering bending moments at both the top and base of the column, as shown in Fig. 9. To discretize the structural system, four finite elements are used. In local level, the circular cross-section was divided into 16 layers.

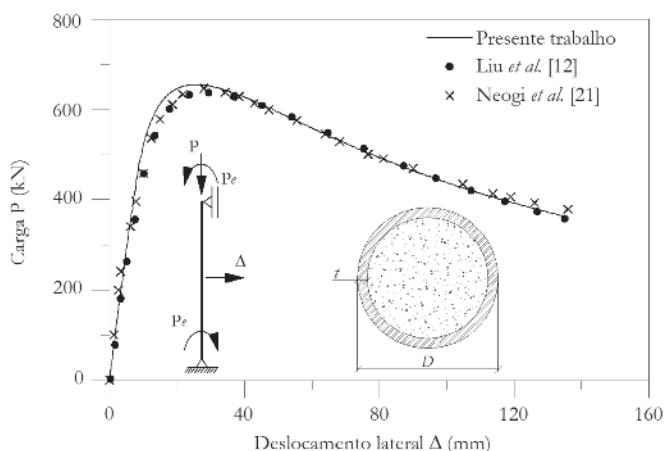


Figure 10
Equilibrium path – Column M5

Table 1
Geometry and material data

Specimen	L (mm)	e (mm)	D (mm)	t (mm)	f _y (kN/mm ²)	f _{cu} (kN/mm ²)
M1	3048	47,6	169,4	5,11	0,309	0,05553
M2	3048	38,1	169,2	5,26	0,309	0,054
M3	3048	47,6	168,9	5,66	0,295	0,04247
M4	3048	47,6	168,4	6,55	0,298	0,038
M5	3048	47,6	169,4	7,19	0,312	0,032
M6	3048	38,1	169,4	7,29	0,312	0,03318
M7	3022,6	47,6	168,9	8,81	0,323	0,03306

Table 2

Critical loads (kN), obtained using SCM and comparisons with the literature results

Specimen	P_{Test}	P_{Liu}	P_{cs}	Analysis time (s)	$P_{\text{cs}}/P_{\text{Test}}$	$P_{\text{cs}}/P_{\text{Liu}}$
M1	622	607,3	628,5	2,22	1,010	1,035
M2	702	695,1	698,7	2,65	0,995	1,005
M3	600	590,1	586,5	2,30	0,978	0,994
M4	625	621,3	628,3	2,31	1,005	1,011
M5	653	642,8	655,3	2,57	1,003	1,019
M6	739	732,9	733,9	2,79	0,993	1,001
M7	758	756,1	750,7	3,13	0,990	0,993
				Average	0,996	1,008
				Standard variation	0,0107	0,0149

For the load increase strategy [14], the first increase should be given and taken in this example as 2 kN.

The properties of the analyzed columns are shown in Table 1. The Young's modulus of steel is taken to be equal to 207000 MPa for all specimens. According to Liu *et al.* [12], Neogi *et al.* [21] did not provide the modulus of elasticity for concrete, so it is defined according to the ACI-318 recommendations [22].

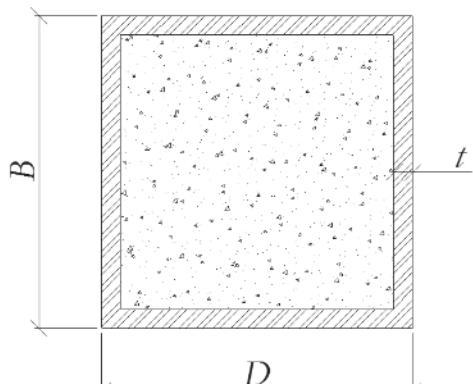
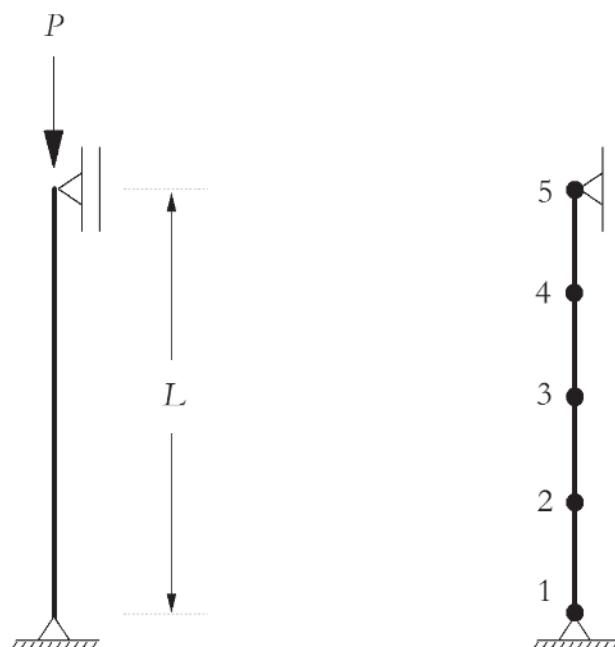
Figure 10 offers a comparison of the equilibrium path for Column M5 obtained with the CS-ASA, provided by the Neogi *et al.* [21] and Liu *et al.* [12]. It can be observed in this same figure that there exists a slight difference at the beginning of the equilibrium paths — the simulated model CS-ASA appears slightly stiffer. Such divergence may be caused by the following sources: the geometric nonlinear formulation, the global and local refinements, plus some variables such as strain limits of the constitutive relationships of materials. After the load limit point is reached, the equilibrium paths are nearly the same.

Table 2 presents the critical loads attained in each of the simulations. The table also compares the values of the loads obtained

here with those found in the literature. Compared to the experimental results, the low average difference, P_{Test} (0.4%), points to the reliability of numerical analyses presented for circular composite columns under axial force and bending moment. It is noteworthy that little difference is found when compared with the numerical results obtained by Liu *et al.* [12], P_{Liu} . Note that in Table 2, the value of the load limit obtained with the CS-ASA is denoted as P_{cs} . Another point to be highlighted in the formulation proposed in this paper, also shown in Table 2, is the low program runtime for the calculation of each of the prototypes. The time shown in the table reflects the time from the moment when the analysis began to the moment when the load limit point had been reached.

6.3 Rectangular concrete-filled tube made of high-strength materials

Liu *et al.* [23] conducted experimental tests on 21 rectangular concrete-filled tubes specimens. The materials used were high-strength — steel with an f_y equal to 550 MPa. The cylindrical

**Figure 11**

Idealized model for tubular rectangular composite column analysis

compressive strength of the concrete varied between 70.8 and 82.1 MPa. Basically, the tests were carried out using short columns so as to enable the cross-sections to have maximum load carrying capacity. Moreover, to prevent the occurrence of bending moments, the axial load on the structural element was applied concentrically. As illustrated in Fig. 11, the columns were simply supported and discretized in the same way at the global level, using four elements and five nodes, as at the local level, with 8 layers.

Table 3 presents the data of the cross-section and the results obtained with the formulation presented (P_{cs}). The table also compares the experimental results (P_{test}) with those obtained by Liu et al. [23]. The table shows a good approximation between the numerical and experimental results. On average, the data extracted from the CS-ASA program varies from the data obtained in the laboratory by only 1.9%. Also noteworthy, shown by the standard variation, is how low the dispersion of results are compared to the calculated average. Such a pattern demonstrates the numerical

formulation's reliability. The table also shows the program execution times for each of the simulated specimens.

Regardless of considering the geometric nonlinearity, the critical load of the column is defined solely by the full yield curve. This occurs because the column is classified as short, i.e., it has low slenderness. Another conditioning factor is the position of the load application in the section's centroid, which makes the column be under the action of axial loading without bending moments. In other words, the limit load on the columns is equal to the point on the interaction curve where there is maximum compressive normal force and the bending moment is null.

Note that in some cases where two specimens were made of the same materials, the specimen with a smaller cross-section showed, in experimental terms, a load limit higher than that of the other element tested. This can be seen when comparing the C2-1 and C2-2 specimens. Theoretically, these values should be inverted, since the reduction of the cross-section directly implies a reduction in the bearing capacity of the structural element. In the

Table 3
Cross-section data and critical loads

Specimen	B (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	P_{test} (kN)	P_{cs} (kN)	Analysis time (s)	$\frac{P_{cs}}{P_{test}}$
C1-1	100,3	98,2	4,18	300	1490	1459	1,25	0,979
C1-2	101,5	100,6	4,18	300	1535	1500	1,31	0,977
C2-1	101,2	101,1	4,18	300	1740	1599	1,53	0,919
C2-2	100,7	100,4	4,18	300	1775	1585	1,36	0,893
C3	182,8	181,2	4,18	540	3590	3469	2,43	0,966
C4	181,8	180,4	4,18	540	4210	4078	2,94	0,969
C5-1	120,7	80,1	4,18	360	1450	1455	1,37	1,003
C5-2	119,3	80,6	4,18	360	1425	1449	1,39	1,017
C6-1	119,6	80,6	4,18	360	1560	1542	1,43	0,988
C6-2	120,5	80,6	4,18	360	1700	1552	1,33	0,913
C7-1	179,7	121,5	4,18	540	2530	2526	2,07	0,998
C8-1	180,4	119,8	4,18	540	2970	2917	2,30	0,982
C8-2	179,2	121,3	4,18	540	2590	2928	2,33	1,131
C9-1	160,2	81,4	4,18	480	1710	1747	1,60	1,022
C9-2	160,7	80,5	4,18	480	1820	1739	1,59	0,955
C10-1	160,1	81,0	4,18	480	1880	1865	1,62	0,992
C10-2	160,6	80,1	4,18	480	2100	1856	1,65	0,884
C11-1	199,8	101,2	4,18	600	2350	2426	1,97	1,032
C11-2	200,2	98,9	4,18	600	2380	2411	1,97	1,013
C12-1	199,2	102,1	4,18	600	2900	2816	2,23	0,971
C12-2	199,8	99,6	4,18	600	2800	2773	2,03	0,990
Average								0,981
Standard variation								0,053

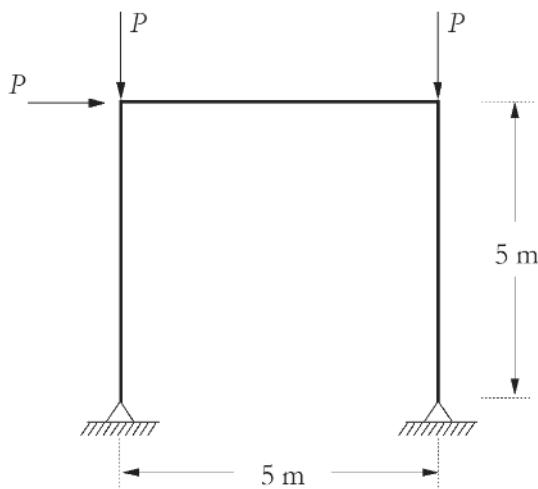
C6-1 and C6-2 columns, it can be seen that, in testing the slightly larger section (C6-2), it had a 9% higher load capacity. Finally, we highlight the results of the C8-1 and C8-2 columns. These columns of very similar sections and of the same materials demonstrated a 15% difference in bearing capacities. In such cited cases, one sees the greatest discrepancy confronted the experimental results of these columns with analyses via CS-ASA.

6.4 Simple frames

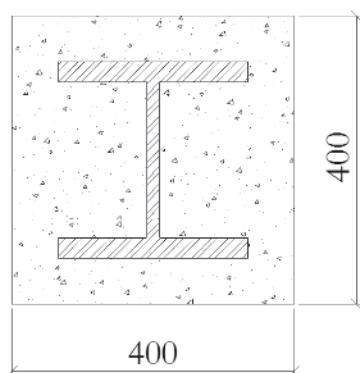
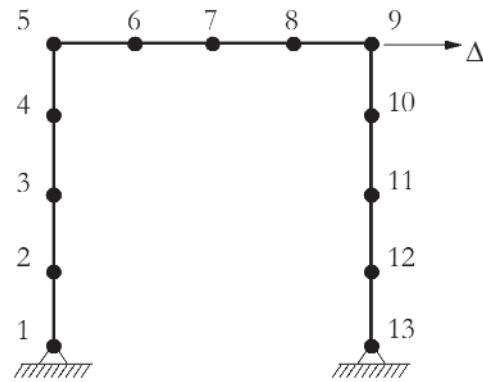
The simple frame shown in Fig. 12 was initially presented by Liew

et al. [17] in a study of steel structural systems with composite beams. Comparing it with a steel system, the authors studied how including a concrete slab impacted the gain in stiffness and load carrying capacity provided. Lu *et al.* [24] had already proposed fully coating the columns with concrete. Later, Chiorean [11] validated his formulation when he compared his load-displacement curves with those found in the literature.

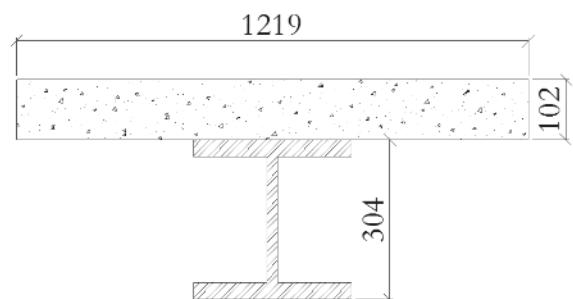
The structure in question is a simple frame with a height and width of 5 m, the columns having a W12 x 50 section and the beam a W12 x 27 section. As for the concrete slab, its height is 102 mm and its width 1219 mm. The columns are encased in the second



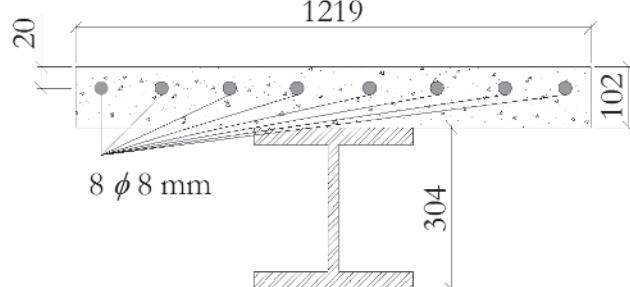
(a) Geometry, loads and adopted discretization



(b) Cross-section of encased I section

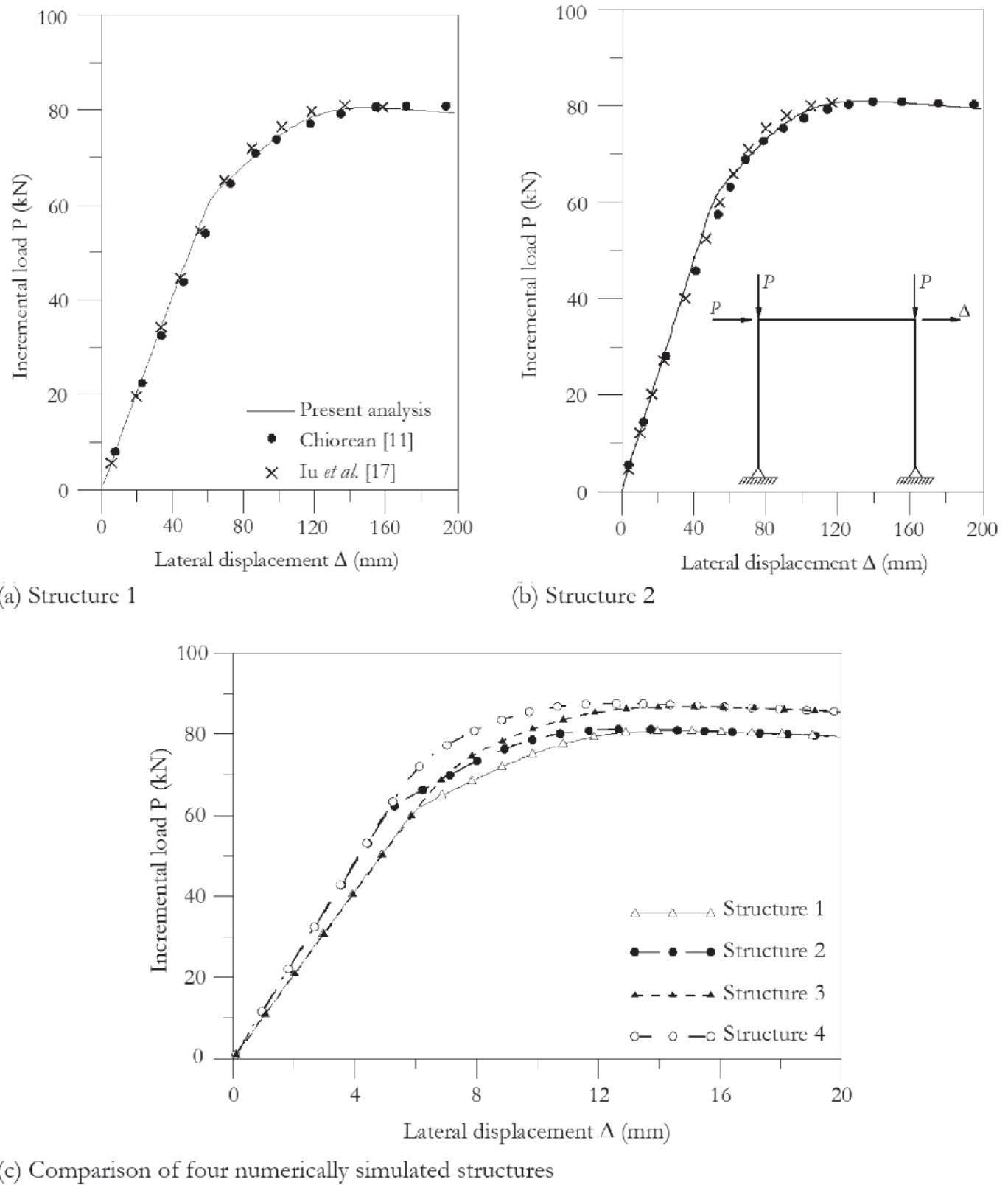


(c) Cross-section of composite beam



(d) Cross-section of reinforced beam – Structures 3 e 4

Figure 12
Simple frame



(c) Comparison of four numerically simulated structures

Figure 13

Simple frame: equilibrium paths

analysis, making for a square composite section with a base equal to 400 mm (Fig. 12b). Vertical incremental loads were applied to the tops of the columns, and a horizontal load to the top of the left column. The frame was considered to have no initial geometric imperfections. Each frame member was divided into four finite elements, and the cross-sections discretized into 10 layers.

Two analyses described in the literature are made here: a structure with steel columns and a composite beam (Structure 1) and a fully composite structural system (Structure 2). The displacement at the top of the right column is evaluated together with the incremental load to construct the equilibrium paths. Since in these two analyses composite beams were used without reinforcement in the negative moment region, it is proposed in this work to evaluate the gain of bearing capacity provided by including reinforcing bars in the slab. Structure 3 is then referred to as the frame with steel columns and an reinforced composite beam in the negative moment region while Structure 4 is referred to as the composite frame with an reinforced composite beam in the negative moment region.

For the steel, a yield strength f_y equal to 248.2 MPa is considered along with a Young's modulus taken as 200000 MPa. The concrete compressive strength characteristic, f_c , adopted is 16 MPa and the secant modulus is calculated relating f_c with strain ϵ_{ci} taken

as -0.002. The actual strain was not allowed to exceed -0.0035, defined as ϵ_{cu} .

Figure 13 shows the load-displacement curves for the four cases described above. The runtimes measured from the start of the analysis until the time when the load limit was reached for the structures 1, 2, 3, and 4 were the following: 0.64s, 0.66s, 0.65s, and 0.73s. In the equilibrium paths obtained through the analysis via the CS-ASA, one can see in both analyses, a almost instant loss of stiffness of the structural system near the incremental load P equal to 60 kN. This fact is related to the first plastic hinge of the frame (Fig. 14) occurring in the beam near the junction with the right column. This portion concerns the effect of the negative moment. That is, the contribution of the concrete slab is practically null, since it has no longitudinal reinforcements. In this same figure it can be seen that only the beam has points in plastic and elastoplastic stages. Thus, it is concluded that encased I section in the columns does not significantly alter the bearing capacity of the structural system as a whole. The major contribution of filling the columns with concrete is amplifying these elements stiffness. The speed with which the plastification occurs is due to the constitutive relation adopted for the steel. With elastic-perfectly-plastic

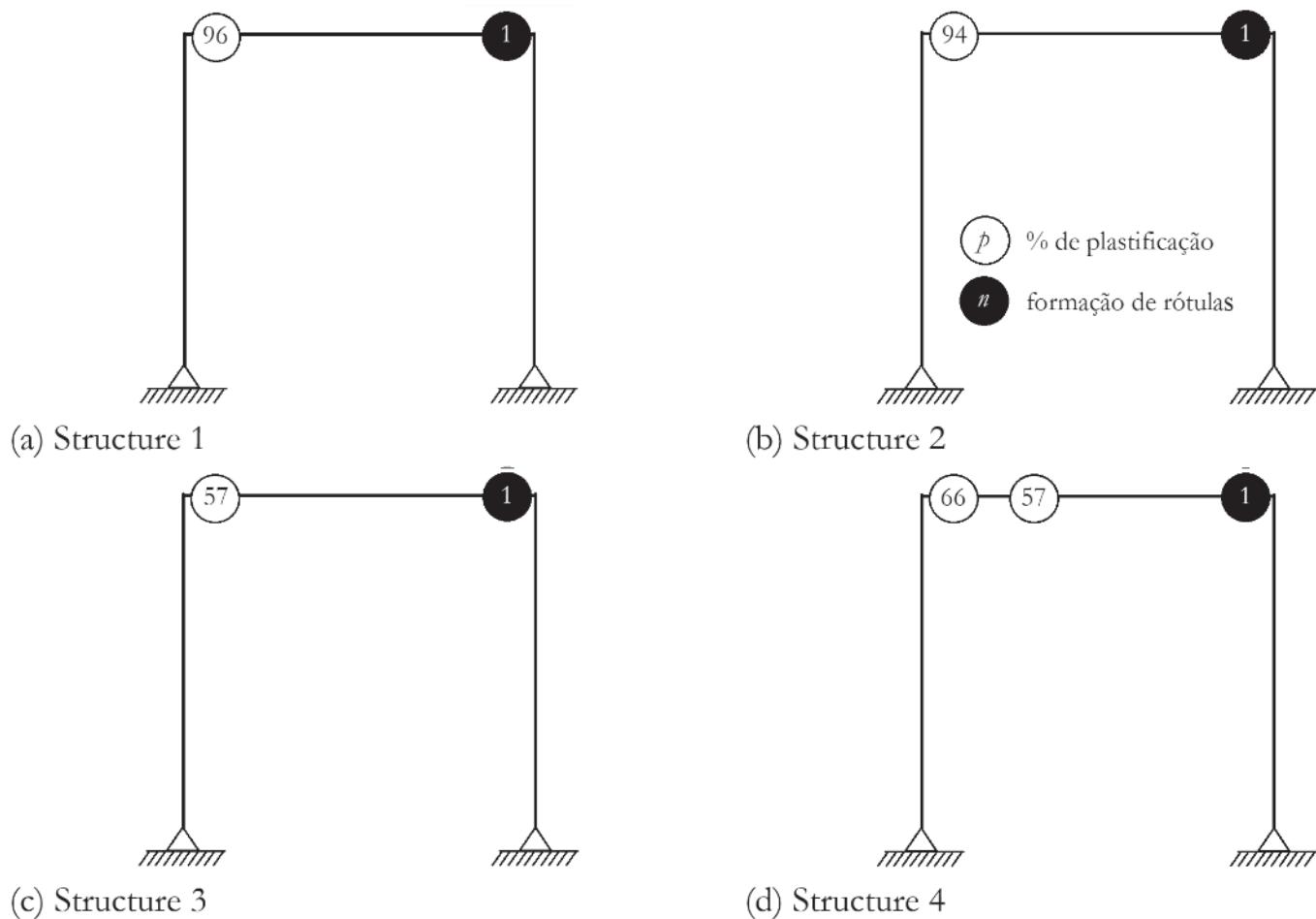
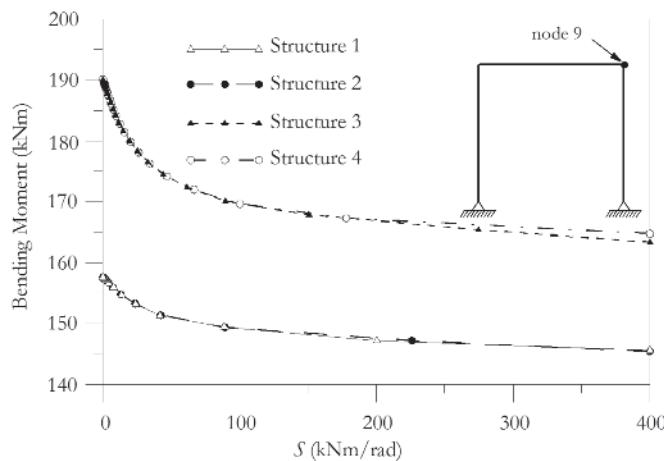


Figure 14
Plastic hinge formation sequence

**Figure 15**

Degradation of the pseudo-spring flexural stiffness in node 9

behavior, the initial and full yield curves are very close, resulting in the reduction of the portion of the stiffness degradation (elastoplastic stage).

When one considers the reinforcing bars with diameter equal to 8 mm ($f_{yr} = 400$ MPa and $E_b = 200$ GPa) in the negative bending moment, it may be clearly noticed that there is a disappearance of the near instantaneous loss of stiffness under load P equal to 60 kN. The reinforcing bars inserted in the slab amplify the resistant bending moment, increasing the elastoplastic stage of the cross-section. Thus, the stiffness degradation is subtler if seen in the equilibrium path in Fig. 14. As a result, we see a gain of approximately 7% in the structure's load capacity (load limit P) as a whole. The percentage of plastification is shown in the unfilled circles. Figure 15 illustrates how, in relation to the bending moment, the stiffness degradations of the pseudo-springs occur in Node 9 of the structure.

The plastification starts when the ratio of moment \times S ceases to be parallel with the horizontal axis, that is, when the section reaches the initial yield moment. When the stiffness S is zero, the full yield moment is attained. That is, the combination of internal forces lies on the full yield curve.

7. Conclusions

In this paper was presented a numerical formulation based on Refined Plastic Hinge Method Refined (RPHM) for advanced analysis of steel-concrete composite structures. In this context, was coupled to the CS-ASA program a general methodology to obtain the bearing capacity, the Strain Compatibility Method (SCM). The axial and flexural stiffness were determined through homogenization of the cross-section.

In SCM, the Newton-Raphson Method is used to determine the moment-curvature relationship. Its generality allows that, through the presented constitutive relations, steel or reinforced concrete sections subjected to a combination of axial force and bending moment, be also modeled. It was found in Section 6.1 that the use of the singularity of the stiffness matrix as stopping criterion of the

construction of the moment-curvature relationship, adopted in this study, is consistent with strain domains used by Caldas [10]. In Figures 7 and 8 was seen that the consideration of the concrete tensile strength contribution added approximately 2% in the bearing capacity of composite sections under positive normal forces. In composite sections, there is a preponderant share of the steel section tensioned regions, since their behavior is treated as isotropic. Evaluation of composite elements considering the concentrated plasticity via RPHM also showed results consistent with the literature. In Sections 6.2 and 6.3 were evaluated standard composite elements under simple bending and compression, and in both cases the results were compared with data obtained in laboratory. In Tables 2 and 3 were highlighted, on average, good proximity between the numerical and experimental results. Furthermore, the low dispersion of the results from the average indicate the reliability of the analysis.

Figures 13a and 13b illustrate two simple frames behavior with the same geometry but different cross-sections for the columns. At first only steel vertical elements (columns) were considered, then the columns were completely encased with concrete. It is noticed that there was no great increase in limit load, which is defined by the composite beam. An important fact to be noted is that in the literature analyzes, the composite beam is not reinforced in the negative bending moment region. Thus, only the steel section works as a structural element. This fact associated with elastoplastic behavior used in this work, induce a loss of sharp system stiffness (plastification at the right end of the beam) when the load parameter is approximately 60 kN. It was then proposed in this paper the reinforcing bars insertion in the composite beam in the negative bending moment region. Thus, the reinforcing bars introduces an increase of bearing capacity in the critical section of the structural system, as illustrated in Fig. 14. This fact resulted in a 7% increase in the load limit of the structure and 17% in full yield bending moment of the beam in negative region, as illustrated in Fig. 15.

In addition, it should be noted the low execution time of the simulations carried out in Section 6 of this work. It was observed during the analysis that the formulation in question, in terms of runtime, showed a certain sensitivity for the initial load increment parameter. Very small values increase the runtime but improve the accuracy of the final response. This observation can also be made with regard to local and global mesh. Nevertheless, the examples presented here, it was found that a low refining rate of such meshes showed satisfactory results with respect to data in the literature. It is noteworthy that in Example 6.2 a discretization slightly more refined was used than in the other problems mentioned in Section 6. This can be explained by the level of refining required for the modeling of circular sections, since the layers generated in the discretization of the cross-section are rectangular, as illustrated in Fig. 5.

What has not been addressed in this work are the reinforced concrete elements the overall structural context. In fact, the methodology presented in terms of an analysis of the structure as a whole, does not allow a good evaluation of this type of structure. When considering that a section has flexural stiffness variation only when the internal forces reach the initial yield curve, it is assumed that every type of element initially presents a linear elastic behavior. As future stages of this research, we intend to eliminate this limitation

with the generalization of obtaining the axial and flexural stiffness, which will be taken directly from moment-curvature relationships in the two nodal points of the finite element. Thus, the use of the tangent modulus to provide greater accuracy analyzes. The behavior of composite elements with partial interaction and composite frames with semi-rigid connections will also be studied. In addition, it intends to extend the formulations and simulations to dynamic analysis of composite structures.

8. Acknowledgment

The authors would like to thank CAPES, CNPq, Fapemig, and UFOP for their support during the preparation of this work. Special thanks go to prof. John White for the editorial review of this text.

9. References

- [1] COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. Design of composite steel and concrete structures part I: general rules and rules for buildings. – EUROCODE 4, Brussels, Belgium, 2004.
- [2] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for structural steel buildings, Chicago, USA, 2010.
- [3] WENG, C.C., YEN, S.L. Comparisons of concrete-encased composite column strength provision of ACI code and AISC specifications. *Engineering Structures*, v.24, 2002; p.59-72.
- [4] CHAN, S.L., CHUI, P.P.T. Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections, Oxford: Elsevier, 2000, 336 p.
- [5] SILVA, A.R.D. Sistema computacional para análises avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas, Ouro Preto, 2009, Tese (doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 322 p.
- [6] FONG M., CHAN, S.L. Advanced analysis of steel-concrete composite beam-columns by refined plastic-hinge method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, v.12, 2012.
- [7] LEMES, Í.J.M. Análise avançada via RPHM de estruturas mistas de aço e concreto, Ouro Preto, 2009, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 101 p.
- [8] CHEN, S., TENG, J.G., CHAN, S.L. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. *Journal of Structural Engineering*, v.127, n.6, 2001; p.678-685.
- [9] LIU, S.W., LIU, Y.P., CHAN, S.L. Advanced analysis of hybrid steel and concrete frames part 1: Cross-section analysis technique and second order analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, v.70, 2012; p.326-336.
- [10] CALDAS, R. B. Análise numérica de pilares mistos aço-concreto, Ouro Preto, 2004, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 200 p.
- [11] CHIOREAN, C.G. A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3d composite steel-concrete frame structures. *Engineering Structures*, v.57, 2013; p.125-152.
- [12] LIU, S.W., LIU, Y.P., CHAN, S.L. Advanced analysis of hybrid steel and concrete frames part 2: Refined plastic hinge and advanced analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, v.70, 2012; p.337-349.
- [13] CHAN, S.L., Liu, S.W., LIU, Y.P. Advanced analysis of hybrid frames structures by refined plastic hinge approach. In: Steel and Composite Structures – Proceedings of 4th International Conference, 2010.
- [14] YANG, Y.B., KUO, S.B. Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures, Singapore: Prentice Hall, 1994, 569 p.
- [15] CHAN, S.L. Geometric and material nonlinear analysis of beam-columns and frames using the minimum residual displacement method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v.26, 1988; p.2657-2669.
- [16] GALVÃO, A.S. Formulações não lineares de EF para análise de sistemas estruturais metálicos reticulados planos, Ouro Preto, 2000, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 168 p.
- [17] LIEW, J., CHEN, H., SHANMUGAM, N. Inelastic analysis of steel frames with composite beams. *Journal of Structural Engineering*, v.127, 2001; p.194-202.
- [18] BAZANT, Z.P., OH, B.H. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, v.16, 1983; p.155-177.
- [19] BRATINA, S., SAJE, M., PLANINC, I. On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. *International Journal of Solids and Structures*, v.41, 2004; p.7181-7207.
- [20] SFAKIANAKIS, M.G. Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics. *Advances in Engineering Software*, v. 33, 2002, p.227-242.
- [21] NEOGI, P., SEN, H., CHAPMAN, J. Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading. *The Structural Engineer*, v. 47, 1969, p.187-195.
- [22] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for reinforced concrete. – ACI 318, 1995.
- [23] LIU, D., GHO, W.M., YUAN, J. Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 59, 2003, p.1499-1515.
- [24] IU, C.K., BRADFORD, M.A., CHEN, W.F. Second-order inelastic analysis of composite framed structures based on the refined plastic hinge method. *Engineering Structures*, v. 31, 2009, p.799-813.

Numerical analysis of nonlinear behavior of steel concrete composite structures

Análise numérica do comportamento não linear de estruturas mistas de aço e concreto



I. J. M. LEMES^a
igorjml@hotmail.com

A. R. D. SILVA^a
andreardsilva@em.ufop.br

R. A. M. SILVEIRA^a
ricardo@em.ufop.br

P. A. S. ROCHA^b
paulorocha@em.ufop.br

Abstract

This paper presents the development of an effective numerical formulation for analysis of steel concrete composite structures considering geometric and materials nonlinear effects. Thus, a methodology based on Refined Plastic Hinge Method (RPHM) was developed and the stiffness parameters obtained by homogenization of cross section. The evaluation of structural elements strength is done through the Strain Compatibility Method (SCM). The Newton-Raphson method with path-following strategies is adopted to solve nonlinear global and local (in cross section level) equations. The results are compared with experimental and numerical database presents in literature and a good accuracy is observed in composite cross section, columns and portal frames.

Keywords: nonlinear analysis, RPHM, interaction curves, SCM, moment-curvature relationship.

Resumo

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento de uma formulação numérica adequada para análise de estruturas mistas de aço e concreto considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da inelasticidade dos materiais. Para tal, foi desenvolvida uma metodologia baseada no Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR), sendo os coeficientes de rigidez obtidos por meio da homogeneização da seção transversal. A avaliação da capacidade resistente dos elementos estruturais é feita no contexto do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). Os problemas oriundos da consideração das fontes de não linearidade (global e local) são resolvidos por meio do método iterativo de Newton-Raphson acoplado a estratégias de continuação. Os resultados obtidos são comparados com aqueles fornecidos em análises experimentais e/ou numéricas presentes na literatura, sendo verificada boa precisão nas análises de seções transversais mistas, pilares isolados mistos e pórticos simples mistos.

Palavras-chave: análise não linear, MRPR, curvas de interação, MCD, relação momento-curvatura.

^a Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

Received: 19 Dec 2015 • Accepted: 15 May 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

As aproximações propostas por normas de projeto para a consideração do comportamento não linear de estruturas se distancia da realidade à medida que os elementos estruturais se tornam mais esbeltos. No contexto atual, a utilização de materiais de alta resistência na construção civil proporciona estruturas menos rígidas, ou seja, susceptíveis a grandes deslocamentos. Uma análise precisa requer o uso de ferramentas computacionais que levem em consideração tanto o comportamento não linear da geometria da estrutura quanto a capacidade resistente de seus elementos estruturais.

As estruturas mistas são aquelas que em sua composição apresentam dois ou mais materiais. O objetivo dessa associação é encontrar um ponto de equilíbrio, minimizando as características desfavoráveis de cada componente.

No passado o concreto era utilizado apenas para proteção do aço contra agentes corrosivos e ao fogo, embora o mesmo contribuisse para o aumento da resistência e rigidez da estrutura. Tal ideia fez com que surgissem os primeiros elementos estruturais mistos de aço e concreto.

A definição da rigidez e da capacidade resistente de elementos estruturais mistos, devido às características anisotrópicas do concreto, não é simples. As normas de projeto [1-2] propõem metodologias simplificadas para a definição desses parâmetros de rigidez e capacidade resistente que podem tanto aproximar ou se distanciar do comportamento real da estrutura [3]. Para se obter boa precisão nos resultados de forma mais viável computacionalmente, o Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) surge como alternativa. Usualmente, o MRPR está associado à análise de estruturas metálicas [4-5] e mistas [6-7]. Nessas abordagens, é possível que a degradação da rigidez da seção transversal seja feita por meio de elementos de mola fictícios inseridos nas extremidades dos elementos finitos. Essa degradação se inicia quando a combinação do esforço normal e momento fletor ultrapassa o limite do regime elástico imposto por uma curva de início de plastificação. Em outras palavras, a seção transversal apresenta comportamento linear elástico até que essa curva seja atingida.

Na avaliação da capacidade resistente de elementos mistos de aço e concreto através do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD) [2,7], duas estratégias de solução se destacam. adeptos dos métodos quasi-Newton, Chen *et al.* [8] e Liu *et al.* [9] utilizam esse procedimento de solução para problemas não lineares acoplado ao método da falsa posição. O processo consiste na determinação da posição da linha neutra e sua orientação (problema 3D), que são os parâmetros ajustados no ciclo iterativo. Com isso, podem-se obter os esforços internos resistentes. Já o método de Newton-Raphson [10-11] usa como variáveis de ajuste a deformação axial no centroide plástico da seção e a curvatura em um dos eixos principais (problema 2D). Determina-se então a deformação axial em cada ponto discreto da seção e utilizam-se as respectivas relações constitutivas para o somatório de tensões. O procedimento consiste na construção da relação momento-curvatura (problema não linear), onde, para um dado esforço axial, o ponto limite de momento fletor encontrado reflete a

combinação Esforço Normal-Momento responsável pela plasticização da seção. Na análise da relação momento-curvatura podem-se determinar os parâmetros de rigidez. Chiorean [11] obteve a rigidez à flexão da seção com base na tangente à relação momento-curvatura. Já Liu *et al.* [12] reduziam o momento de inércia dos elementos de concreto armado à medida que a fissuração acontecia. Por outro lado, Chan *et al.* [13] utilizaram a rigidez homogeneizada da seção para o cálculo dos coeficientes da matriz de rigidez.

Tem-se como objetivo neste trabalho acoplar o MCD ao MRPR para proporcionar à plataforma CS-ASA – Computational System of Advanced Structural Analysis [7] – uma formulação capaz de avaliar capacidade resistente de estruturas mistas considerando conjuntamente os efeitos das não linearidades geométrica e física. Trata-se de uma nova formulação dentro do contexto da avaliação da plasticidade de forma concentrada. Assim, a simplicidade e o pequeno esforço computacional do MRPR são mantidos, e a precisão do MCD na avaliação da capacidade resistente é considerada. Embora algumas pesquisas recentes façam esse acoplamento MRPR/MCD, nenhuma delas utiliza a construção da relação momento-curvatura na análise da capacidade resistente da seção transversal. Além disso, para ampliar a gama de possibilidades de análise, prescrições normativas [1-2] para obtenção da capacidade resistente dos elementos são também implementadas. Torna-se assim possível avaliar o comportamento estrutural de elementos mistos com base nas considerações normativas, e realizar a comparação com resultados obtidos através da formulação generalizada proposta através do acoplamento MCD/MRPR.

2. Fundamentos para análise não linear de estruturas

O problema estrutural não linear global, no contexto do Método dos Elementos Finitos (MEF) e MRPR/MCD, é resolvido através da seguinte equação:

$$\mathbf{F}_i(\mathbf{U}, \mathbf{P}, S) \cong \lambda \mathbf{F}_r \quad (1)$$

sendo \mathbf{F}_i o vetor de forças internas, que é escrito em função do vetor de deslocamentos nodais \mathbf{U} , esforços internos nos membros, \mathbf{P} , e do parâmetro de avaliação da degradação da rigidez à flexão da seção, S . O vetor de forças externas é definido pelo produto entre o parâmetro de carga, λ , e \mathbf{F}_r , que é o vetor de forças externas de referência.

A Eq. (1) é resolvida aqui através do método de Newton-Raphson acoplado a estratégias de continuação, tais como a técnica do deslocamento generalizado [14] e a norma mínima dos deslocamentos residuais [15].

Computacionalmente, os efeitos da não linearidade geométrica são introduzidos na matriz de rigidez convencional através das matrizes \mathbf{K}_0 , \mathbf{K}_1 e \mathbf{K}_2 . \mathbf{K}_0 é a matriz de rigidez geométrica, \mathbf{K}_1 é função linear dos deslocamentos nodais incrementais enquanto os termos na matriz \mathbf{K}_2 são funções quadráticas [16]. Termos de ordem elevada (\mathbf{K}_1 e \mathbf{K}_2) podem ser desprezados, principalmente quando as estruturas são rígidas e a não linearidade do material se torna relevante.



Figura 1
Elemento finito com molas rotacionais nas extremidades

3. Análise da plasticidade de forma concentrada

O programa computacional CS-ASA [5] vem sendo desenvolvido desde 2009, e já é consolidado para análises não lineares de estruturas de aço. Esse programa utiliza como metodologia para análise da plasticidade concentrada, nos pontos nodais, o Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) [4].

São adotadas as seguintes hipóteses na modelagem das estruturas consideradas neste trabalho:

- interação total entre os materiais presentes na seção transversal;
- os elementos são inicialmente retos e prismáticos, e o empenamento é ignorado;
- a estrutura é perfeitamente travada no eixo ortogonal à mesma (problema 2D);
- efeitos de instabilidade localizados são desprezados;
- grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos; e
- efeitos de deformação por cortante são desprezados.

Na modelagem, via MEF, utiliza-se o elemento finito de pórtico plano delimitado pelos pontos nodais i e j , mostrado na Fig. 1. Também são ilustrados os esforços internos, M_i , M_j e P , e os respectivos graus de liberdade θ_i , θ_j e δ , referentes ao sistema corrotacional. São inseridas molas fictícias, de comprimento nulo, nas extremidades do elemento, para simular a degradação da rigidez à flexão através do parâmetro S .

O parâmetro S é definido dentro de três domínios (Fig. 2).

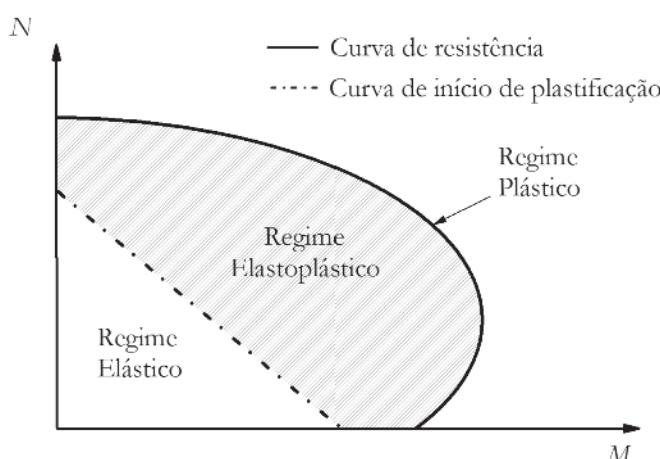


Figura 2
Curvas de interação esforço normal-momento: definição da rigidez à flexão das molas fictícias

Quando em regime elástico, é assumido para S o valor de 10^{16} . Tal regime é limitado pela curva de início de plastificação. Uma vez atingido o regime plástico (situação onde as forças internas atingem a curva de interação), tem-se a degradação da rigidez à flexão. Nesse caso, S é tomado, numericamente, igual a 10^{-10} . Entre as curvas de início e de final de plastificação, considera-se que a perda de rigidez ocorre de forma gradativa através da seguinte equação:

$$S = \frac{(EI)_{comp}}{L} \left(\frac{M_{pr} - M}{M - M_{er}} \right) \quad (2)$$

em que L é o comprimento do elemento finito; M_{pr} e M_{er} são, respectivamente, os momentos resistente último e de início de plastificação, que serão definidos na Seção 4; e $(EI)_{comp}$ é a rigidez à flexão da seção mista homogeneizada que, para seções duplamente simétricas e laje apoiada sobre perfil I, é dada por [17]:

$$(EI)_{comp} = \eta \left[(EI)_a + (EI)_b + (\mu EI)_c \right] \quad (3a)$$

$$(EI)_{comp} = E_a \left(0,4 I_{comp} + 0,6 I'_{comp} \right) \quad (3b)$$

em que os subscritos a , b e c se referem, respectivamente, ao perfil de aço, às armaduras e ao concreto; μ é o fator de redução da rigidez flexional do concreto devido à fissuração; e η um coeficiente de redução da rigidez global; e I_{comp} e I'_{comp} são os momentos de inércia da seção mista em regiões de momento positivo e de momento negativo, respectivamente. Para o elemento ilustrado na Fig. 1, a relação força-deslocamento é expressa por [9]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} EA_{comp}/L & 0 & 0 \\ 0 & S_i - S_i^2(k_{jj} + S_j)/\beta & (S_i S_j k_{ij})/\beta \\ 0 & (S_i S_j k_{ji})/\beta & S_j - S_j^2(k_{ii} + S_i)/\beta \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ou

$$\Delta \mathbf{f}_{co} = \mathbf{K}_{co} \Delta \mathbf{u}_{co}$$

com $\beta = (S_i + k_{ii})(S_j + k_{jj}) - k_{ij}k_{ji}$. Os subscritos i e j indicam as extremidades do elemento e o subscrito co o sistema de coordenadas utilizado (corrotacional); $(EA)_{comp}$ é a rigidez axial da seção transversal mista homogeneizada; ΔP e ΔM são, respectivamente, o esforço normal e o momento fletor incrementais; $\Delta \delta$ e $\Delta \theta$ são os incrementos de deformação axial e rotação nodais.

Os termos k_{ii} , k_{ij} , k_{ji} e k_{jj} são obtidos conforme a formulação de Yang e Kuo [14]. Quando a seção se plastifica, qualquer aumento na carga incremental faz com que as forças internas extrapolam o limite resistente da seção transversal. Na formulação utilizada, isso é contornado por meio da estratégia denominada Return Mapping [5]. Nessa estratégia mantém-se o esforço normal atuante no elemento constante e retorna o momento solicitante para o contorno do domínio resistente da seção transversal. Em outras palavras, a Eq. (4) deve ser

modificada para que nessas situações a capacidade resistente dos elementos não seja violada.

4. Método da compatibilidade de deformações

A definição de M_{pr} e M_{er} , utilizados na Eq. (2), é feita no contexto do Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). O acoplamento da configuração deformada da seção às relações constitutivas dos materiais que a compõem produz uma metodologia mais realista em comparação com os procedimentos normativos simplificados [1,2]. Para a obtenção o campo de deformações na seção de forma satisfatória, faz-se necessária a discretização da seção transversal. Em problemas bidimensionais a discretização em fatias é suficiente para a avaliação da capacidade resistente, porém esse procedimento é sensível ao grau de refinamento imposto pelo analista.

4.1 Comportamento do aço dos perfis e das armaduras

Fong e Chan [6] propuseram, que tanto para as armaduras quanto para o perfil metálico, que fosse adotada uma relação constitutiva elástica-perfeitamente plástica, apresentada na Fig. 3, assim descrita:

$$\sigma = \begin{cases} -f_y & \text{se } -\varepsilon_u \leq \varepsilon \leq -\varepsilon_y \\ E_a \varepsilon & \text{se } -\varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y & \text{se } \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (5)$$

sendo f_y a resistência de escoamento, E_a o módulo de elasticidade do aço, ε_y e ε_u as deformações de escoamento e última, respectivamente.

4.2 Comportamento do concreto

Quando comprimido, o diagrama parábola-retângulo é adotado (Fig. 4a) limitado pela deformação última do concreto à compressão.

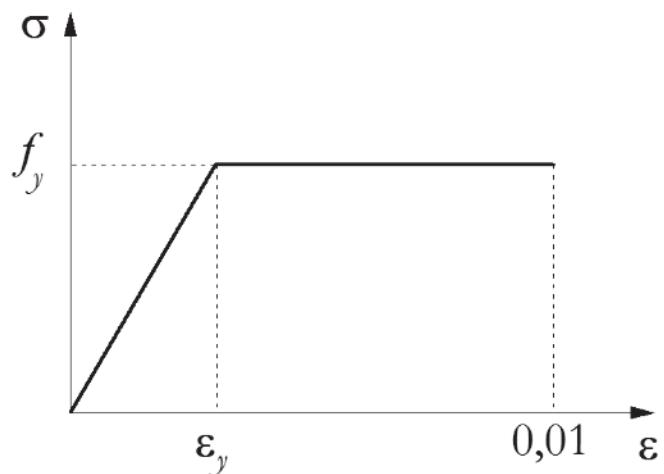
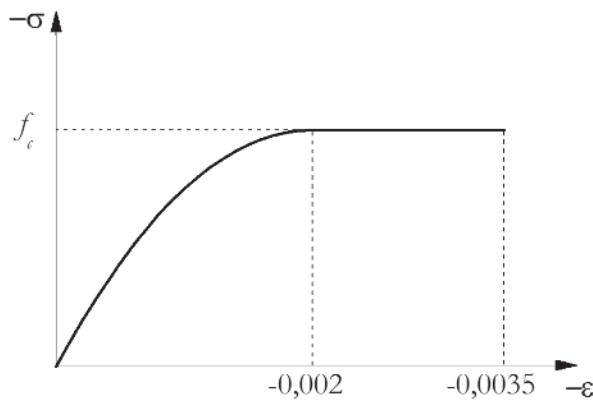


Figura 3
Relação constitutiva do aço

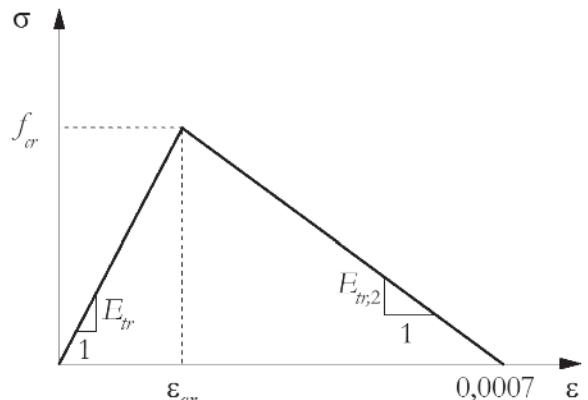
são, ε_{cu} . Conforme proposto por Bazant e Oh [18], há ainda a possibilidade da consideração, ou não, da resistência à tração dada por um modelo bilinear com inclinação positiva até que a deformação de início de fissuração, ε_{tr} , seja atingida, juntamente com a máxima resistência à tração, f_{tr} (Fig. 4b). A deformação limite para o concreto tracionado é considerado aqui 0,0007 como adotado por Bratina *et al.* [19]. Dessa forma, tem-se:

$$\sigma = \begin{cases} -f_c & \text{se } \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ci} \\ \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{ci}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ci}} \right)^2 \right] f_c & \text{se } \varepsilon_{ci} < \varepsilon \leq 0 \\ E_{tr} \varepsilon & \text{se } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cr} \\ E_{tr,2} (\varepsilon - \varepsilon_{cr}) & \text{se } 0,0007 \geq \varepsilon > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (6)$$

em que f_c é a resistência máxima à compressão do concreto, E_{tr} e



(a)



(b)

Figura 4
Relação constitutiva do concreto sob (a) compressão e (b) tração

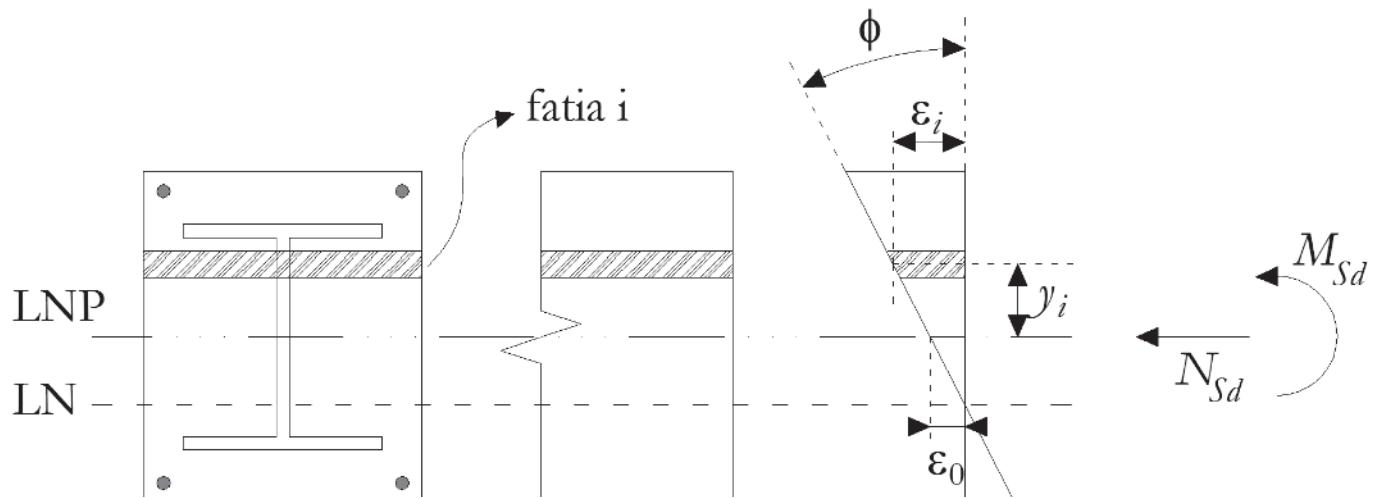


Figura 5
Campo de deformações linear bidimensional

$E_{tr,2}$ são os módulos de elasticidade do concreto sob tração, antes e após a fissuração, respectivamente. ε_{ci} é a deformação limite do regime parabólico do concreto à compressão.

4.3 Relação momento-curvatura

Uma vez discretizada a seção transversal, duas variáveis são relevantes para se empregar o MCD acoplado ao método de Newton-Raphson: a área das fatias e sua respectiva posição. Essa segunda é referenciada ao centroide plástico (CP) de forma a minimizar os problemas de convergência [8].

A posição do CP da seção é obtida através da seguinte expressão [20]:

$$y_{cp} = \frac{y_c A_c \gamma f_{cd} + y_a A_a f_{yd} + y_b A_b f_{ybd}}{A_c \gamma f_{cd} + A_a f_{yd} + A_b f_{ybd}} \quad (7)$$

com A_c , A_a e A_b sendo as áreas de concreto, do perfil metálico e da armadura, respectivamente; γ é um coeficiente de confinamento do concreto; y_c , y_a e y_b são as coordenadas do centroide, das respectivas áreas no eixo das ordenadas, em relação a um sistema de referência; e f_{cd} , f_{yd} e f_{ybd} são a resistência de cálculo do concreto, as resistências de escoamento de cálculo do perfil e das armaduras, respectivamente.

A Fig. 5 ilustra a distribuição de deformações na seção mista para uma combinação de esforços axial e de momento fletor. Note que a deformação axial na i -ésima fatia, ε_i , é dada por uma função linear, já que foi definido que os elementos apresentarão interação total. Assim:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \phi y_i \quad (8)$$

em que y_i é a distância entre os centroides plásticos (CP) da fatia analisada e da seção transversal, ε_0 é a deformação axial no CP da seção e ϕ , a respectiva curvatura.

Para a notação matricial adotada a seguir, as variáveis ε_0 e ϕ serão posições do vetor de deformações $\mathbf{X} = [\varepsilon_0 \ \phi]^T$. Torna-se necessário ajustar o vetor \mathbf{X} até que a configuração deformada da seção seja condizente com os esforços externos atuantes. Esse ajuste é feito

através do processo iterativo descrito a seguir. Chiorean [11] ressalta que adotando $\mathbf{X} = \mathbf{0}$ na primeira iteração, a convergência é atingida mais rapidamente. Numericamente, pode-se dizer que o equilíbrio da seção é obtido quando a seguinte equação é satisfeita:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) = \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int} \approx 0 \quad (9)$$

em que o vetor de forças externas é descrito como $\mathbf{f}_{ext} = [N \ M]^T$. Já o vetor de forças internas é dado por expressões integrais clássicas para o esforço axial, N_{int} , e momento fletor, M_{int} . Uma vez conhecidas as áreas, A_i , e posições, y_i , de cada fatia, a integral passa a ser o somatório descrito como:

$$\mathbf{f}_{int} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{n_{fat}} \sigma_{ai} A_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{fat}} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{bj} A_{bj} - \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{cj} A_{cj} \\ \sum_{i=1}^{n_{fat}} \sigma_{ai} A_{ai} y_{ai} + \sum_{i=1}^{n_{fat}} \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{bj} A_{bj} y_{bj} - \sum_{j=1}^{n_b} \sigma_{cj} A_{cj} y_{cj} \end{bmatrix} \quad (10)$$

sendo n_{fat} o número de fatias utilizadas na discretização da seção transversal e n_b o número de linhas de armaduras presentes na seção mista. As tensões nas fatias, σ , são dependentes da configuração deformada da seção transversal, e consequentemente são funções de ε_0 e ϕ .

Embora seja adequado iniciar o processo com \mathbf{X} nulo, a convergência só é atingida na primeira iteração se os esforços externos forem nulos. Assim, para a iteração seguinte, $k+1$, o vetor de deformações é dado por:

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \mathbf{F}'(\mathbf{X}^k)^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{X}^k) \quad (11)$$

na qual \mathbf{F}' é a matriz de rigidez tangente da seção transversal ou matriz Jacobiana do problema não linear expresso na Eq. (9), isto é:

$$\mathbf{F}' = \left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{X}} \right) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial N_{int}}{\partial \phi} \\ \frac{\partial M_{int}}{\partial \varepsilon_0} & \frac{\partial M_{int}}{\partial \phi} \end{bmatrix} \quad (12)$$

O critério de convergência adotado neste trabalho é baseado na razão das normas Euclidianas do vetor de forças desequilibradas, \mathbf{F} , e do vetor de forças externas, \mathbf{f}_{ext} . Assim, essa relação deve ser menor que uma tolerância, assumida aqui como 10^{-5} .

O fluxograma do processo de obtenção da relação momento-curvatura é detalhado na Fig. 6.

Quando, para um dado esforço axial, é atingido o momento máximo da relação momento-curvatura, tem-se a plastificação total da seção. Define-se então, que esse par de esforços é um ponto da curva de interação normal-momento de plastificação total.

A curva de início de plastificação também é obtida a partir da relação momento-curvatura. Quando a primeira fatia da seção apresenta deformação axial, ϵ , maior que a deformação de início de escoamento do aço (do perfil e das barras longitudinais) e/ou a deformação de início de plastificação do concreto [6], a fatia inicia o processo de degradação e consequentemente a seção perde rigidez. O momento responsável por esse fato é tido como momento de início de plastificação.

5. Limitações da metodologia de análise

Alem das hipóteses simplificadoras citadas no item 3, como por

exemplo a perfeita interação entre os materiais, a desconsideração da deformação por esforço cortante, etc., há algumas limitações na metodologia de análise proposta. A utilização de molas fictícias nas extremidades do elemento finito para simular a plasticidade induz a uma simplificação condizente com o comportamento de estruturas puramente de aço. Na Figura 2 pode-se observar que a rigidez rotacional das molas, abordada no item 3, é definida dentro de três regimes (elástico, elastoplástico e plástico). Uma vez dentro do regime elástico, o parâmetro S da mola é mantido constante, ou seja, independente dos materiais usados na estrutura, haverá um comportamento linear elástico. Isso caracteriza o comportamento linear do aço dentro da Lei de Hooke, ilustrado na Fig. 3, para deformações menores do que ϵ_y . Assim, para a simulação numérica de estruturas mistas nesta formulação, as rigidezes axial e à flexão são avaliadas por meio da homogeneização da seção transversal.

O estudo e análise de estruturas de concreto armado requer uma avaliação mais criteriosa. Como ilustrado na Fig. 4, o concreto apresenta um comportamento não linear sob compressão para deformações menores do que ϵ_{ci} , o que indica uma limitação do uso das molas fictícias.

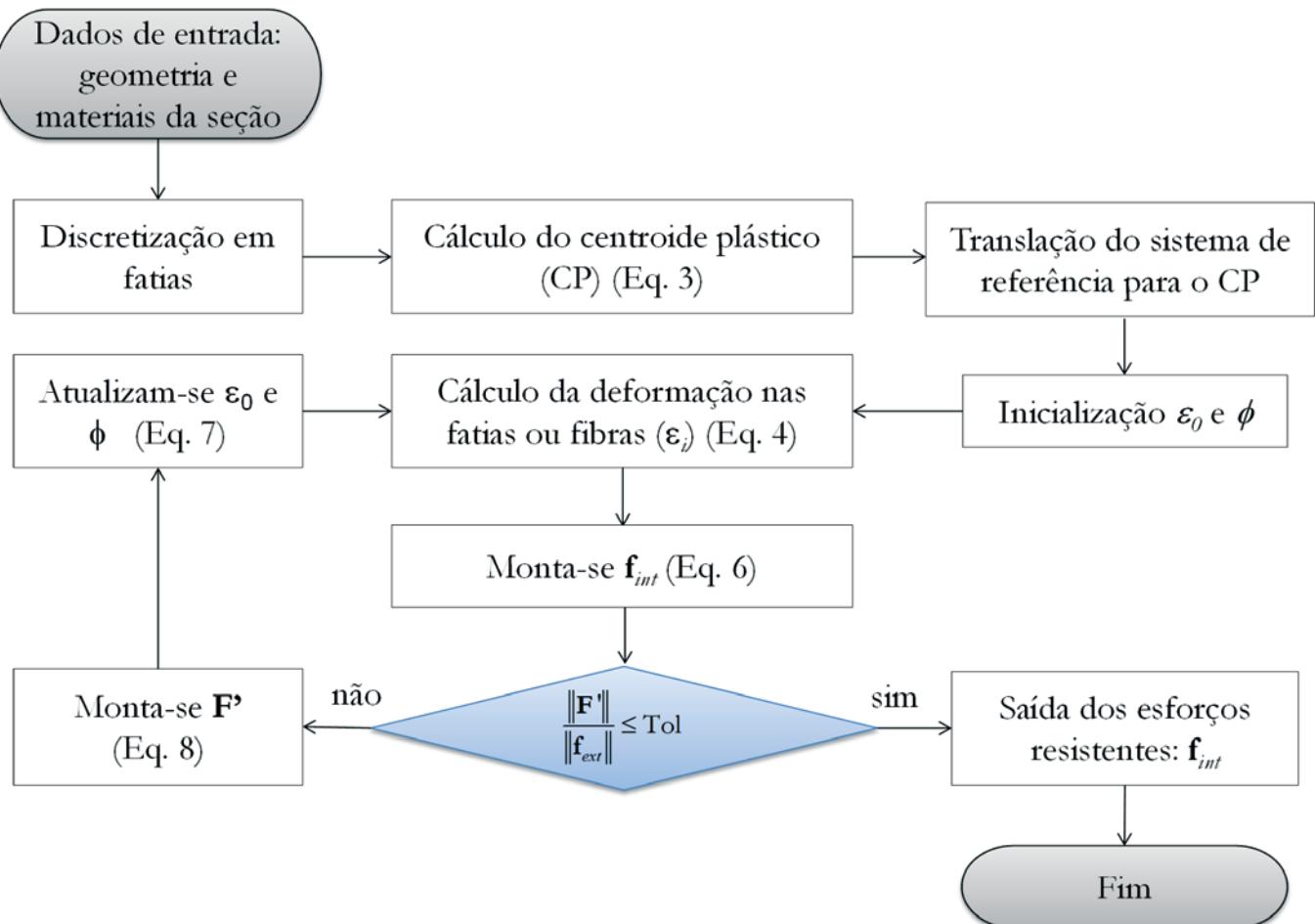


Figura 6

Fluxograma de solução do problema não linear local – relação momento-curvatura

6. Exemplos numéricos

As estratégias numéricas apresentadas nos itens anteriores são utilizadas agora visando a análise não linear de sistemas estruturais mistos de aço e concreto. Os exemplos avaliados são divididos em 4 grupos: curvas de interação, pilares isolados com seção circular preenchida com concreto, pilares curtos com materiais de alta resistência e pórtico misto simples. Os resultados encontrados são comparados com os apresentados na literatura, obtidos de forma numérica e/ou experimental. Para a simulação dos exemplos a seguir foi utilizado um computador com processador Intel Core i7 2.20 GHz e 8 GB de memória RAM.

6.1 Curvas de interação esforço normal-momento fletor

Nesta seção são estudadas as curvas de interação esforço normal-momento fletor de duas seções mistas. Em um primeiro momento, a seção totalmente revestida ilustrada na Fig. 7 é avaliada em torno dos eixos de maior e menor inércia. Trata-se de um perfil I (256x256x14,4x16 mm) de aço, com f_y tomado igual a 250 MPa, totalmente envolvido por concreto com f_{ck} de 25 MPa. Na sequência, estuda-se a seção circular metálica com diâmetro externo de 400 mm e espessura 10 mm com $f_y = 275$ MPa preenchida com concreto com f_{ck} de 35 MPa. Serão feitas duas análises em cada caso: a análise CST em que o concreto não apresentará resistência à tração; e a análise CCT em que a relação constitutiva ilustrada na Fig. 4b será considerada.

As curvas de interação foram construídas com 101 pontos de coordenadas (M,N), sendo cada uma das seções discretizada em 12 fatias. Tais dados são apresentados de modo a padronizar

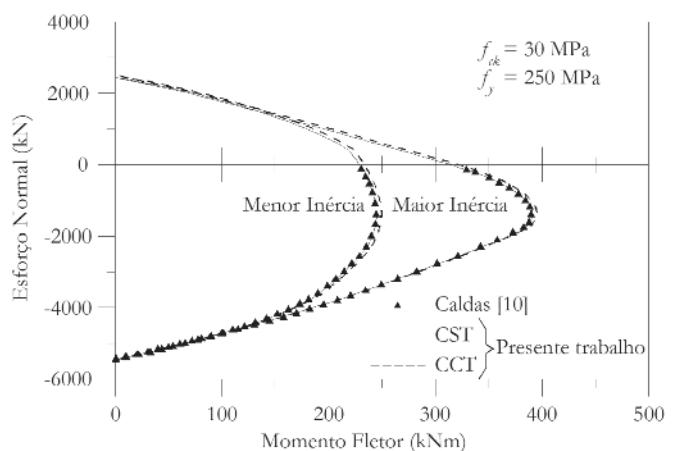
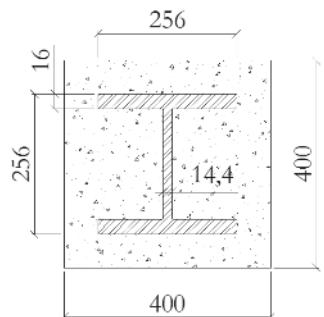


Figura 7
Curvas de interação normal-momento para seção mista totalmente revestida

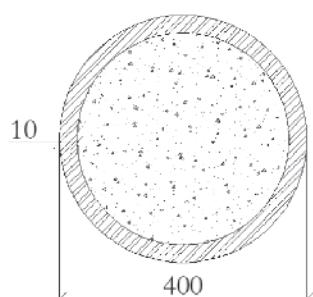
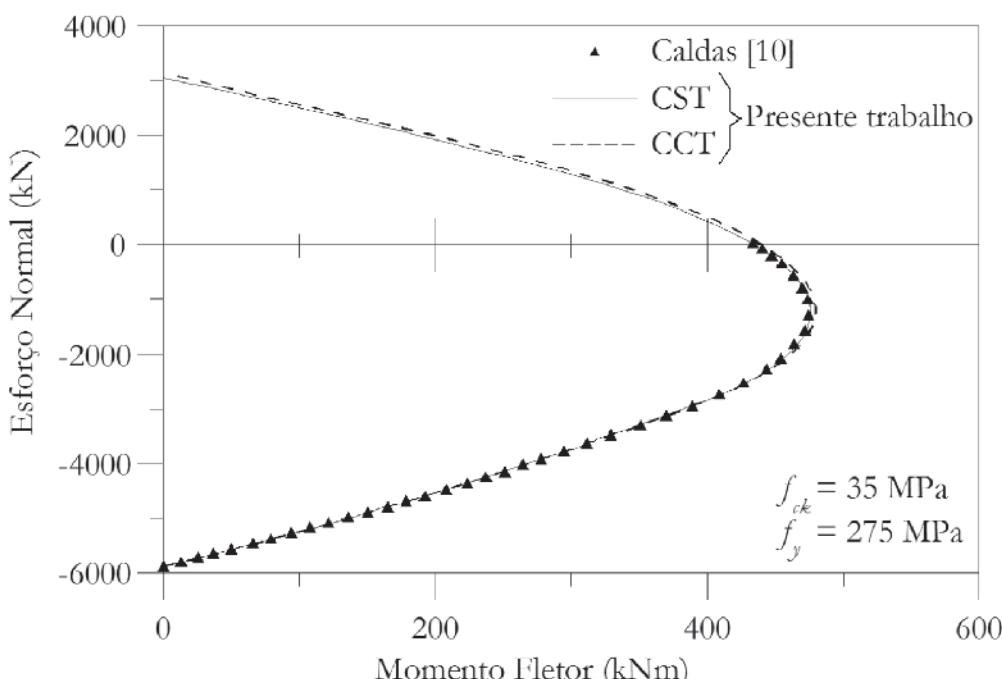
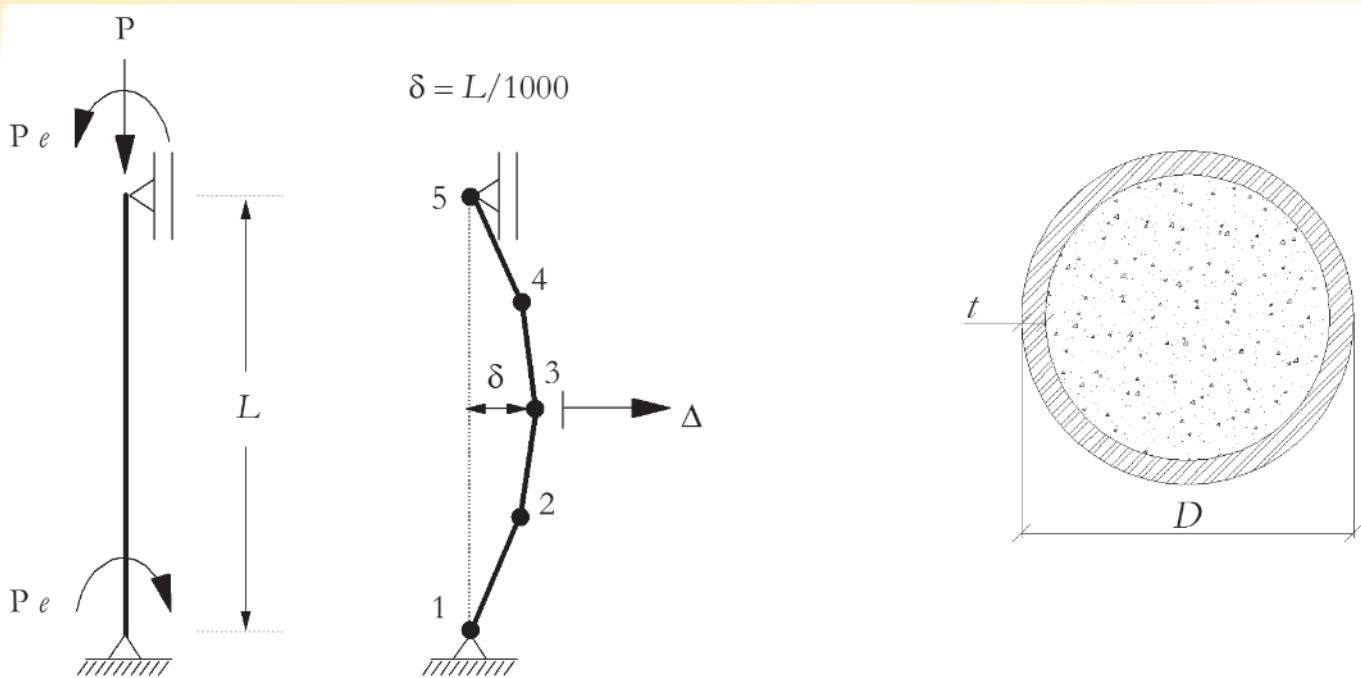


Figura 8
Curvas de interação normal-momento para seção tubular circular preenchida

**Figura 9**

Modelo idealizado para análise de pilares circulares mistos com excentricidade

medidas comparativas de tempo de execução, que até então não eram fornecidas na literatura.

Na Figura 7 são ilustradas as curvas de interação do perfil metálico totalmente revestido por concreto para os eixos de maior e menor inércia. Foi avaliado também o acréscimo de resistência da seção transversal quando se considera o comportamento do concreto à tração, ilustrado na Fig. 4b. Numericamente, esse acréscimo é de aproximadamente 2,1% no primeiro quadrante do diagrama esforço normal-momento fletor. Para a construção das quatro curvas o software CS-ASA levou 0,57 segundos, ou seja, em média foram gastos 0,14 segundos para a construção de cada uma das curvas.

Na Figura 8 é ilustrado o comportamento da capacidade resistente da seção circular de aço preenchida com concreto. Uma vez que a seção apresenta o mesmo comportamento nos eixos x e y, apenas uma das curvas foi plotada. Para esse caso, foram necessários 0,28 segundos, com média de 0,14 segundos para cada curva. Verificou-se um aumento de 1,7% na capacidade resistente no primeiro quadrante quando considerada a contribuição do concreto tracionado na obtenção da curva.

Tabela 1
Geometria e dados dos materiais

Especime	L (mm)	e (mm)	D (mm)	t (mm)	f _y (kN/mm ²)	f _{cu} (kN/mm ²)
M1	3048	47,6	169,4	5,11	0,309	0,05553
M2	3048	38,1	169,2	5,26	0,309	0,054
M3	3048	47,6	168,9	5,66	0,295	0,04247
M4	3048	47,6	168,4	6,55	0,298	0,038
M5	3048	47,6	169,4	7,19	0,312	0,032
M6	3048	38,1	169,4	7,29	0,312	0,03318
M7	3022,6	47,6	168,9	8,81	0,323	0,03306

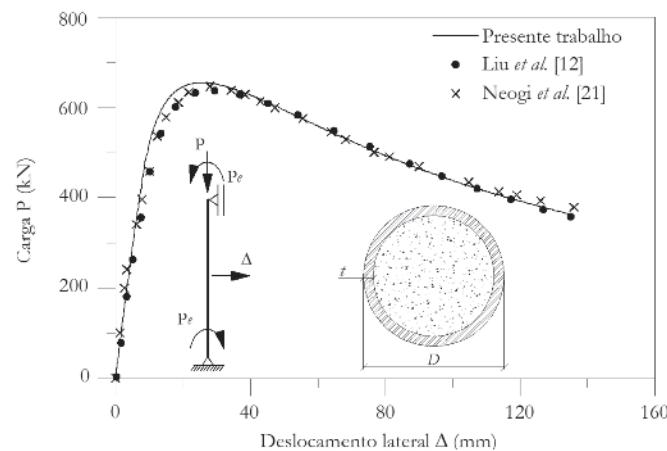


Figura 10
Trajetória de equilíbrio – pilar M5

Tabela 2

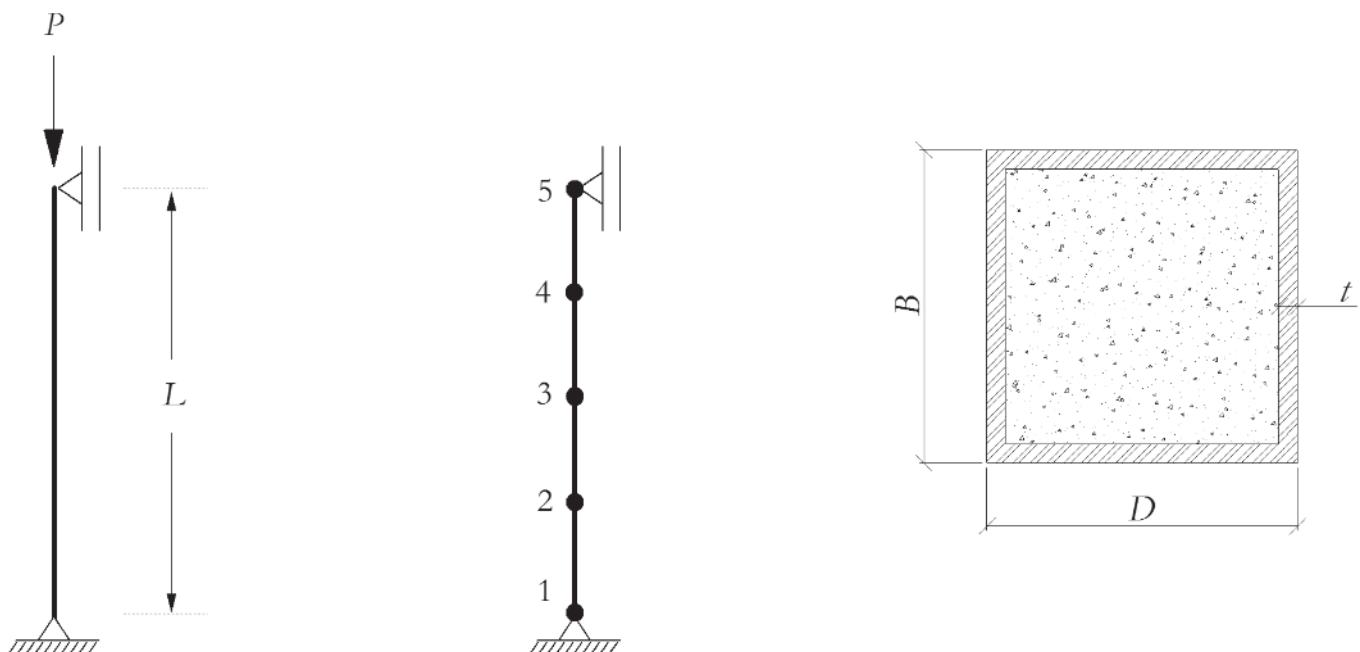
Cargas últimas, em kN, obtidas usando o MCD e comparações com a literatura

Espécime	P_{Teste}	P_{Liu}	P_{CS}	Tempo de processamento (s)	$P_{\text{CS}}/P_{\text{Teste}}$	$P_{\text{CS}}/P_{\text{Liu}}$
M1	622	607,3	628,5	2,22	1,010	1,035
M2	702	695,1	698,7	2,65	0,995	1,005
M3	600	590,1	586,5	2,30	0,978	0,994
M4	625	621,3	628,3	2,31	1,005	1,011
M5	653	642,8	655,3	2,57	1,003	1,019
M6	739	732,9	733,9	2,79	0,993	1,001
M7	758	756,1	750,7	3,13	0,990	0,993
				Média	0,996	1,008
				Desvio padrão	0,0107	0,0149

Nos casos abordados nesse item, observa-se boa concordância entre os resultados obtidos por meio do método de Newton-Raphson e os fornecidos por Caldas [10], que utiliza a abordagem do parâmetro de deformação D para a construção da curva. Nessa metodologia, um dos parâmetros de deformação é tirado dos domínios de deformação do concreto, e assim ajustam-se as equações para percorrer as configurações deformadas para o estado limite último da seção. Para ambos os casos abordados neste item, verifica-se que a proposta de se adotar a condição de singularidade da matriz Jacobiana da seção transversal (Eq. 12) como critério de parada para a construção das relações momento-curvatura é adequada.

6.2 Pilares isolados com seção circular preenchida

Sete pilares circulares metálicos preenchidos com concreto foram inicialmente analisados por Neogi *et al.* [21] de forma experimental. Liu *et al.* [12] e Fong e Chan [6] utilizaram esses resultados obtidos em laboratório para testarem suas formulações baseadas no MRPR. O modelo simulado consiste em um pilar simplesmente apoiado com uma imperfeição geométrica inicial ($\delta=L/1000$). A excentricidade da carga é introduzida ao sistema considerando momentos fletores tanto no topo quanto na base do pilar, como mostrado na Fig. 9. São utilizados 4 elementos finitos para a

**Figura 11**

Modelo idealizado para análise de pilares retangulares mistos sem excentricidade

discretização do sistema estrutural. Em termos locais, a seção transversal circular foi dividida em 16 fatias. Para a estratégia de incrementos de carga [14] o primeiro incremento deve ser fornecido e tomado neste exemplo como 2 kN.

As propriedades dos pilares analisados são mostradas na Tab. 1. O módulo de elasticidade do aço é tomado igual a 207000 MPa para todos os protótipos. Segundo Liu *et al.* [12], Neogi *et al.* [21] não fornecem o módulo de elasticidade do concreto, assim o mesmo é definido conforme as recomendações do ACI-318 [22].

Na Fig. 10 é comparada a trajetória de equilíbrio do pilar M5 obtida com o CS-ASA, com as fornecidas por Neogi *et al.* [21] e Liu *et al.* [12]. Nessa mesma figura, nota-se que no início das trajetórias há uma leve diferença, em que o modelo simulado no CS-ASA se apresenta um pouco mais rígido. Algumas fontes que podem causar tal divergência são: a formulação não linear geométrica, os refinamentos global e local, além de algumas variáveis como

as deformações limites das relações constitutivas dos materiais. Após o ponto limite de carga ser atingido, as trajetórias numéricas são praticamente coincidentes.

Na Tab. 2 são apresentadas as cargas últimas atingidas em cada uma das simulações. Nessa mesma tabela faz-se a comparação dos valores das cargas obtidas aqui com os resultados da literatura. A baixa diferença média calculada em relação aos resultados experimentais, P_{Teste} (0,4%), aponta para a confiabilidade das análises numéricas apresentadas para pilares mistos circulares sob flexão composta normal. Ressalta-se que a comparação com os resultados numéricos obtidos por Liu *et al.* [12], P_{Liu} , também apresentam pequena divergência. Salienta-se que na Tab. 2, o valor da carga limite obtido com o CS-ASA é denotado P_{CS} . Outro ponto a ser destacado na formulação proposta neste trabalho é o baixo tempo de execução do programa para o cálculo de cada um dos protótipos, também mostrado na Tab. 2. O tempo mostrado

Tabela 3
Dados das seções transversais e cargas últimas

Espécime	B (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	P_{Teste} (kN)	P_{CS} (kN)	Tempo de processamento (s)	$\frac{P_{CS}}{P_{Teste}}$
C1-1	100,3	98,2	4,18	300	1490	1459	1,25	0,979
C1-2	101,5	100,6	4,18	300	1535	1500	1,31	0,977
C2-1	101,2	101,1	4,18	300	1740	1599	1,53	0,919
C2-2	100,7	100,4	4,18	300	1775	1585	1,36	0,893
C3	182,8	181,2	4,18	540	3590	3469	2,43	0,966
C4	181,8	180,4	4,18	540	4210	4078	2,94	0,969
C5-1	120,7	80,1	4,18	360	1450	1455	1,37	1,003
C5-2	119,3	80,6	4,18	360	1425	1449	1,39	1,017
C6-1	119,6	80,6	4,18	360	1560	1542	1,43	0,988
C6-2	120,5	80,6	4,18	360	1700	1552	1,33	0,913
C7-1	179,7	121,5	4,18	540	2530	2526	2,07	0,998
C8-1	180,4	119,8	4,18	540	2970	2917	2,30	0,982
C8-2	179,2	121,3	4,18	540	2590	2928	2,33	1,131
C9-1	160,2	81,4	4,18	480	1710	1747	1,60	1,022
C9-2	160,7	80,5	4,18	480	1820	1739	1,59	0,955
C10-1	160,1	81,0	4,18	480	1880	1865	1,62	0,992
C10-2	160,6	80,1	4,18	480	2100	1856	1,65	0,884
C11-1	199,8	101,2	4,18	600	2350	2426	1,97	1,032
C11-2	200,2	98,9	4,18	600	2380	2411	1,97	1,013
C12-1	199,2	102,1	4,18	600	2900	2816	2,23	0,971
C12-2	199,8	99,6	4,18	600	2800	2773	2,03	0,990
Média								0,981
Desvio padrão								0,053

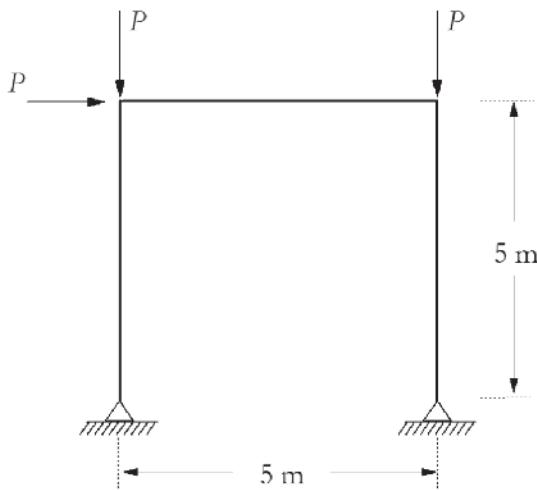
na tabela foi medido do instante em que a análise se inicia até o momento em que o ponto limite de carga foi atingido.

6.3 Pilares mistos curtos com materiais de alta resistência

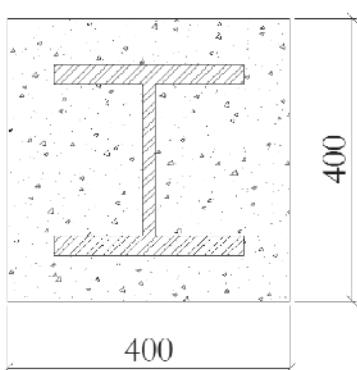
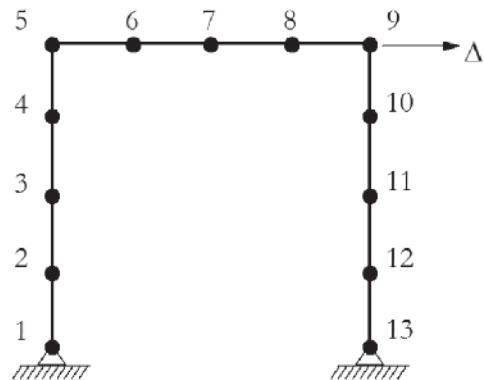
Liu et al. [23] realizaram o ensaio experimental de 21 espécimes tubulares retangulares mistos. Os materiais utilizados eram de alta resistência, sendo o aço com f_y igual a 550 MPa. A tensão de compressão cilíndrica do concreto varia entre 70,8 e 82,1 MPa. Basicamente, os ensaios foram realizados em pilares curtos de

modo que sua seção transversal conseguisse desenvolver sua capacidade resistente máxima. Além disso, a carga axial no elemento estrutural foi aplicada de forma concêntrica para evitar o aparecimento de esforços de flexão. Os pilares são simplesmente apoiados e foram discretizados da mesma forma tanto a nível global, utilizando quatro elementos e cinco nós, como ilustrado na Fig. 11, quanto a nível local, com 8 fatias.

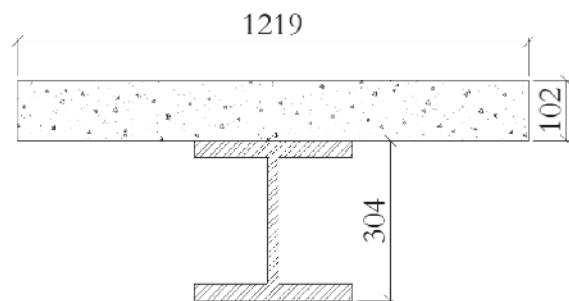
Os dados das seções transversais e os resultados obtidos com a formulação apresentada (P_{cs}) são descritos na Tab. 3, onde também é feita a comparação com os resultados experimentais (P_{test}) obtidos por Liu et al. [23]. Através dessa tabela verifica-se uma



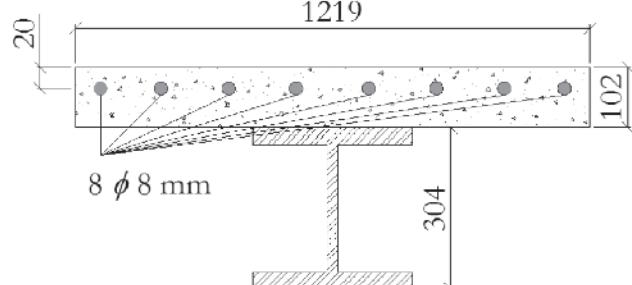
(a) Geometria, carregamentos e discretização



(b) Seção transversal dos pilares



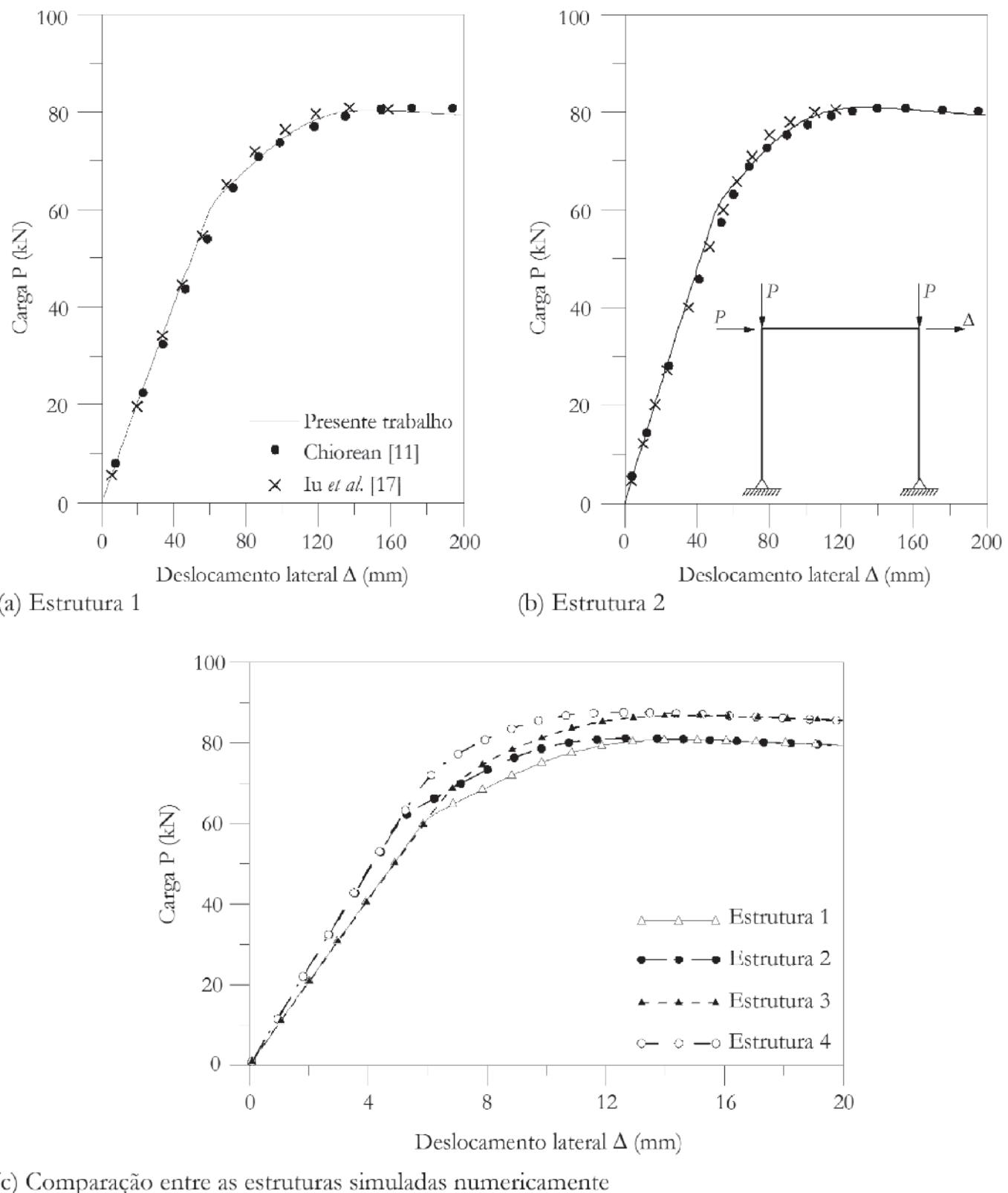
(c) Seção transversal da viga



(d) Seção transversal da viga armada – Estruturas 3 e 4

Figura 12

Pórtico simples: geometria, discretização e carregamentos



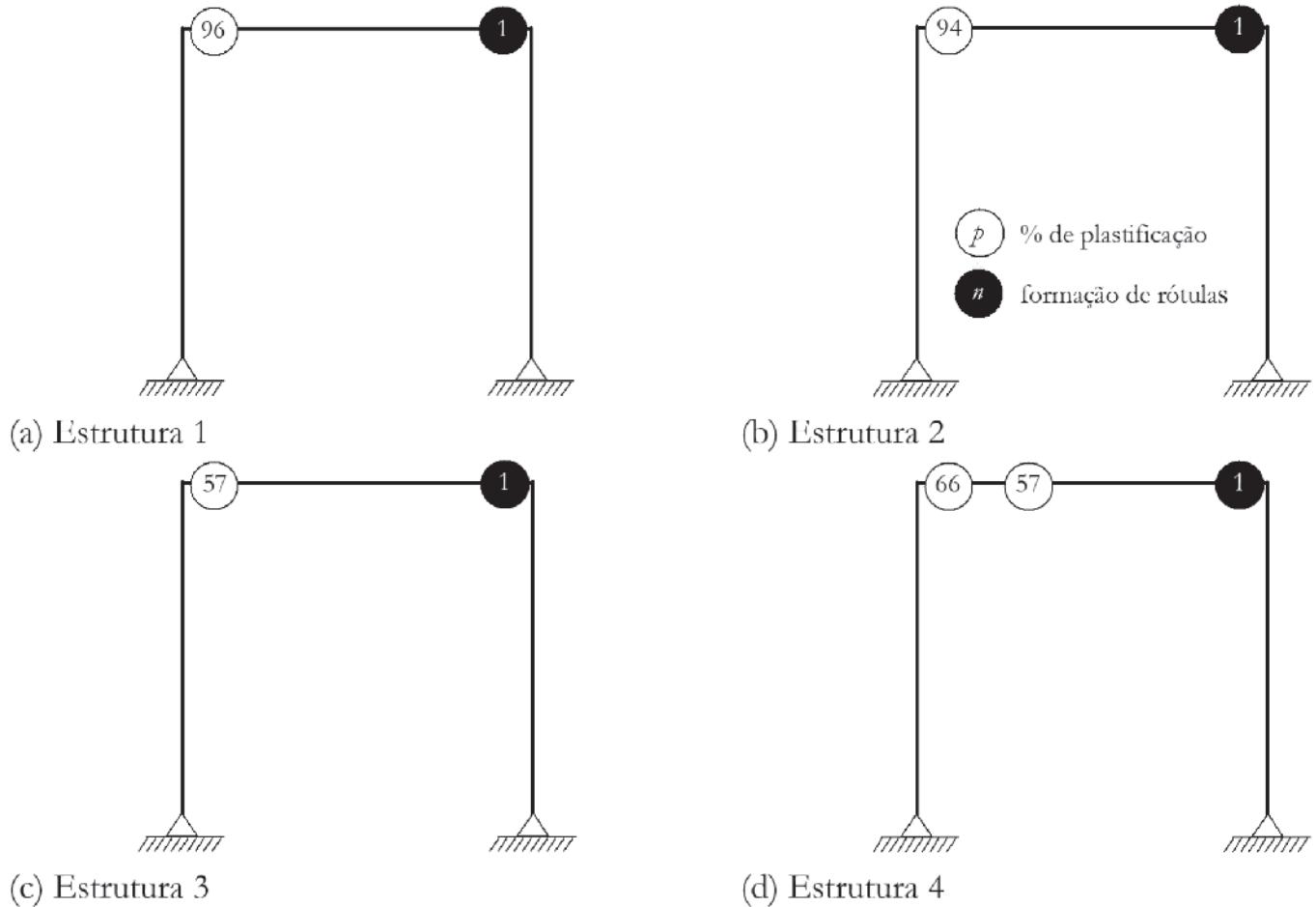


Figura 14
Formação de rótulas plásticas

boa aproximação entre os resultados numéricos e experimentais. Em termos médios, os dados extraídos do programa CS-ASA apresentam uma variação de apenas 1,9% em relação aos dados obtidos em laboratório. Destaca-se também a baixa dispersão dos resultados em relação à média calculada, como mostrado pelo desvio padrão, demonstrando assim, a confiabilidade dos resultados obtidos com a presente formulação numérica. Nessa mesma tabela são mostrados os tempos de execução do programa para cada um dos espécimes simulados.

Independentemente da consideração da não linearidade geométrica, a carga crítica do pilar é definida exclusivamente pela curva de interação esforço normal-momento. Isso ocorre pelo fato do pilar ser classificado como curto, ou seja, apresenta uma baixa esbeltez. Outro fator condicionante é a posição de aplicação da carga no centroide da seção, o que faz com que o pilar esteja sob ação do carregamento axial, sem momentos fletores. Em outras palavras, a carga última dos pilares é igual ao ponto da curva de interação onde há esforço normal de compressão máximo e momento fletor nulo.

Nota-se que, em alguns casos dois espécimes com mesmos materiais, o corpo-de-prova com menor seção transversal apresentou

uma carga limite, em termos experimentais, maior do que o outro elemento ensaiado. Isso pode ser visto se comparados os espécimes C2-1 e C2-2. Teoricamente esses valores deveriam ser invertidos, já que a redução da seção transversal implica diretamente na diminuição da capacidade resistente do elemento estrutural. Nos pilares C6-1 e C6-2 pode-se visualizar que nos testes a seção levemente maior (C6-2) apresentou uma capacidade de carga 9% maior. Por fim, destacam-se os resultados dos pilares C8-1 e C8-2. Esses pilares com seções muito semelhantes e mesmos materiais apresentaram 15% de diferença na capacidade resistente. Nesses casos citados percebe-se a maior discrepância se confrontados os resultados desses pilares com as análises via CS-ASA.

6.4 Pórtico simples

O pórtico mostrado na Fig. 12 foi inicialmente apresentado por Liew *et al.* [17] em um estudo de sistemas estruturais metálicos com vigas mistas. Os autores estudaram o ganho de rigidez e capacidade resistente proporcionado pela inclusão da laje de concreto se comparado a um sistema puramente metálico. Já Lu *et al.* [24] propuseram revestir totalmente os pilares com concreto.

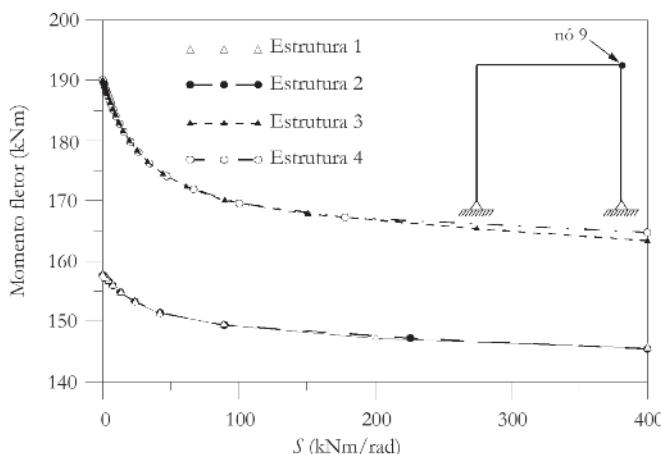


Figura 15
Degradação da rigidez da mola fictícia no nó 9

Posteriormente, Chiorean [11] validou suas formulações comparando as curvas carga-deslocamento obtidas por ele com as presentes na literatura.

A estrutura em questão é um pórtico simples de altura e vão iguais a 5 metros, sendo os pilares constituídos por perfis W12x50 e a viga por um perfil W12x27. Quando considerado o efeito da laje de concreto, a mesma apresenta altura igual a 102 mm e largura de 1219 mm. Os pilares são totalmente revestidos em uma segunda análise, apresentando seção mista quadrada de base igual a 400 mm. São aplicadas cargas incrementais verticais no topo dos pilares, e uma carga horizontal no topo do pilar esquerdo. É considerado que o pórtico não apresenta imperfeições geométricas iniciais. Cada membro do pórtico foi dividido em 4 elementos finitos, sendo as seções transversais discretizadas em 10 fatias.

São realizadas aqui duas análises presentes na literatura: estrutura com pilares metálicos e viga mista (Estrutura 1) e o sistema estrutural totalmente misto (Estrutura 2). O deslocamento no topo do pilar à direita é avaliado juntamente com a carga incremental nas trajetórias de equilíbrio. Uma vez que nas duas análises são utilizadas vigas mistas sem armaduras na região de momento negativo, propõe-se neste trabalho avaliar o ganho de resistência proporcionado pela inclusão de barras metálicas na laje. Nomeia-se então o pórtico com pilares metálicos e viga mista armada na região de momento negativo como Estrutura 3 e o pórtico misto com a viga armada na região de momento negativo como Estrutura 4.

Considera-se para o aço uma resistência de escoamento f_y igual a 248,2 MPa e um módulo de elasticidade tomado como 200000 MPa. A resistência característica do concreto à compressão, f_c , adotada é de 16 MPa e o módulo de elasticidade secante é calculado relacionando f_c com a deformação ε_{ci} tida como -0,002. Não foi permitido que o concreto ultrapassasse a deformação de -0,0035, definida como ε_{cu} .

Na Figura 13 são apresentadas as curvas carga-deslocamento para os quatro casos acima descritos. Os tempos de execução medidos do início da análise até o momento em que a carga limite é atingida para as Estruturas 1, 2, 3 e 4 são, respectivamente: 0,64 s; 0,66 s; 0,65 s; e 0,73 s. Nas trajetórias de equilíbrio obtidas por meio da análise via CS-ASA pode-se observar em ambas as an-

lises, uma perda de rigidez quase que instantânea do sistema estrutural próximo à carga P igual a 60 kN. Esse fato está relacionado à formação da primeira rótula plástica do pórtico (Fig. 14) que ocorre na viga próximo à junção com o pilar da direita. Esse trecho está sob efeito de momento negativo, ou seja, a contribuição da laje de concreto é praticamente nula, uma vez que não há armaduras longitudinais. Nessa mesma figura pode-se observar que apenas a viga apresenta pontos em regime de plastificação. Dessa forma, conclui-se que o preenchimento dos pilares com concreto não altera significativamente a capacidade resistente do sistema estrutural como um todo. A maior contribuição do preenchimento dos pilares com concreto se dá pela ampliação da rigidez desses elementos. A rapidez com que a plastificação ocorre se deve à relação constitutiva adotada para o aço. Com comportamento elástico-perfeitamente plástico, as curvas de final e de início de plastificação são muito próximas, implicando na redução do trecho de degradação da rigidez (regime elastoplástico).

Considerando a região de momento negativo armada com 8 barras de 8 mm de diâmetro ($f_y = 400$ MPa e $E_b = 200$ GPa), percebe-se claramente que a perda de rigidez instantânea próximo à carga P igual a 60 kN desaparece. As armaduras inseridas na laje amplificam o momento resistente, aumentando o regime elastoplástico da seção transversal. Dessa forma, a degradação da rigidez é mais sutil se vista na trajetória de equilíbrio na Fig. 14. Como resultado, vê-se um ganho de capacidade resistente (carga limite P) da estrutura como um todo em torno de 7%.

A porcentagem de plastificação é mostrada dentro dos círculos sem preenchimento. Na Figura 15 são ilustradas as formas como ocorrem as degradações das rigidezes das molas fictícias no nó 9 da estrutura em relação ao momento fletor.

A plastificação se inicia quando a relação momento x S deixa de ser paralela ao eixo das abscissas, ou seja, quando a seção atinge o momento de início de plastificação. Quando a rigidez S se anula, o momento resistente último é atingido, ou seja, a combinação de esforços internos se encontra sobre a curva de interação.

7. Conclusões

No presente trabalho foi apresentada uma formulação numérica baseada no Método da Rótula Plástica Refinado (MRPR) para análises avançadas de estruturas mistas de aço e concreto. Nesse contexto, foi acoplada ao sistema computacional CS-ASA uma metodologia generalizada para obtenção da capacidade resistente, o Método da Compatibilidade de Deformações (MCD). As rigidezes axial e à flexão foram determinadas por meio da homogeneização da seção transversal.

No MCD, o Método de Newton-Raphson é utilizado para a determinação da relação momento-curvatura. Sua generalidade a nível local permite que, através das relações constitutivas apresentadas, seções puramente de aço ou de concreto armado submetidas à combinação de esforço axial e de momento fletor sejam também modeladas. Verificou-se no item 6.1 que a utilização da singularidade da matriz de rigidez como critério de parada da relação momento-curvatura adotada neste trabalho é condizente com os domínios de deformação utilizados por Caldas [10]. Nas Figuras 7 e 8 vê-se que a consideração da contribuição da resistência à

tração do concreto acresce aproximadamente 2% na capacidade resistente de seções mistas, sob esforços normais positivos. Em seções mistas, nota-se uma participação preponderante do perfil metálico em regiões tracionadas, já que seu comportamento é tratado como isotrópico.

A avaliação de elementos mistos considerando a plasticidade concentrada via MRPR também apresentou resultados condizentes com a literatura. Nos itens 6.2 e 6.3 foram avaliados elementos mistos sob flexão composta normal e sobre compressão simples, e em ambos os casos os resultados foram confrontados com dados obtidos em laboratório. Nas Tabelas 2 e 3 foram destacados, em termos médios, a boa proximidade entre os resultados numéricos e experimentais. Além disso, a baixa dispersão dos resultados em relação à média apontam para a confiabilidade das análises.

As Figuras 13a e 13b ilustram o comportamento de dois pórticos simples com mesma geometria porém seções transversais diferentes para os pilares. Em um primeiro momento os elementos verticais foram considerados puramente metálicos, em seguida os pilares foram totalmente revestidos com concreto. Percebe-se que não houve grande acréscimo na carga resistente, que é definida pela viga mista. Um fato importante a ser ressaltado é que nas análises presentes na literatura, a viga mista não é armada na região de momento negativo. Dessa forma, apenas o perfil metálico trabalha como elemento resistente. Tal fato associado ao comportamento elastoplástico utilizado no presente trabalho, induzem a uma perda de rigidez acentuada do sistema (plastificação na extremidade direita da viga) quando o parâmetro de carga é de aproximadamente 60 kN. Foi então proposta neste trabalho a inserção de armadura na viga mista no trecho de momento negativo. Dessa forma, a armadura introduz um acréscimo de capacidade resistente na seção crítica do sistema estrutural, como ilustrado na Fig. 14. Tal fato implicou em um acréscimo de 7% carga limite da estrutura e de 17% no momento máximo resistente da viga sob momentos negativos, como ilustrado na Fig. 15.

Adicionalmente, deve-se ressaltar o baixo tempo de execução das simulações realizadas no item 6 do presente trabalho. Foi observado durante as análises, que a formulação em questão, em termos de tempo de execução, apresenta sensibilidade ao valor adotado para o parâmetro inicial de incremento de carga. Valores muito pequenos aumentam o tempo de execução porém melhoram a precisão da resposta final. Tal observação pode ser feita também com relação às malhas local e global. Ainda assim, pelos exemplos aqui apresentados, verificou-se que um baixo índice de refinamento dessas malhas apresentaram resultados satisfatórios em relação aos dados presentes na literatura. Vale destacar que no exemplo 6.2 houve uma discretização um pouco mais refinada que nos demais problemas abordados no item 6. Isso pode ser explicado pelo grau de refinamento exigido para a modelagem de seções circulares, uma vez que as fatias geradas na discretização da seção transversal são retangulares, conforme ilustrado na Fig. 5.

Não foram abordados neste trabalho elementos de concreto armado no contexto estrutural global. De fato, a metodologia apresentada, em termos de uma análise da estrutura como um todo, não permite uma boa avaliação desse tipo de estrutura. Ao considerar que uma seção apresenta variação de rigidez à flexão apenas quando os esforços atuantes atingem a curva de início de

plastificação, pressupõe-se que todo tipo de elemento apresenta, inicialmente, um comportamento linear elástico. Como etapas futuras desta pesquisa, pretende-se eliminar essa limitação com a generalização da obtenção das rigidezes axial e à flexão, que serão retiradas diretamente das relações momento-curvatura nos dois pontos nodais do elemento finito. Dessa forma, a utilização do módulo de elasticidade tangente proporcionará maior precisão às análises. O comportamento de elementos mistos com interação parcial e pórticos mistos com ligações semirrígidas também serão estudados. Além disso, pretende-se estender as formulações e simulações à análise dinâmica de estruturas mistas.

8. Agradecimentos

Os autores agradecem a CAPES, CNPq, Fapemig e UFOP pelo apoio fornecido durante a elaboração deste trabalho.

9. Referências bibliográficas

- [1] COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. Design of composite steel and concrete structures part I: general rules and rules for buildings. – EUROCODE 4, Brussels, Belgium, 2004.
- [2] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for structural steel buildings, Chicago, USA, 2010.
- [3] WENG, C.C., YEN, S.L. Comparisons of concrete-encased composite column strength provision of ACI code and AISI specifications. *Engineering Structures*, v.24, 2002; p.59-72.
- [4] CHAN, S.L., CHUI, P.T. Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections, Oxford: Elsevier, 2000, 336 p.
- [5] SILVA, A.R.D. Sistema computacional para análises avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas, Ouro Preto, 2009, Tese (doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 322 p.
- [6] FONG M., CHAN, S.L. Advanced analysis of steel-concrete composite beam-columns by refined plastic-hinge method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, v.12, 2012.
- [7] LEMES, I.J.M. Análise avançada via RPHM de estruturas mistas de aço e concreto, Ouro Preto, 2009, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 101 p.
- [8] CHEN, S., TENG, J.G., CHAN, S.L. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. *Journal of Structural Engineering*, v.127, n.6, 2001; p.678-685.
- [9] LIU, S.W., LIU, Y.P., CHAN, S.L. Advanced analysis of hybrid steel and concrete frames part 1: Cross-section analysis technique and second order analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, v.70, 2012; p.326-336.
- [10] CALDAS, R. B. Análise numérica de pilares mistos aço-concreto, Ouro Preto, 2004, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 200 p.
- [11] CHIOREAN, C.G. A computer method for nonlinear inelas-

- tic analysis of 3d composite steel-concrete frame structures. *Engineering Structures*, v.57, 2013; p.125-152.
- [12] LIU, S.W., LIU, Y.P., CHAN, S.L. Advanced analysis of hybrid steel and concrete frames part 2: Refined plastic hinge and advanced analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, v.70, 2012; p.337-349.
- [13] CHAN, S.L, Liu, S.W., LIU, Y.P. Advanced analysis of hybrid frames structures by refined plastic hinge approach. In: *Steel and Composite Structures – Proceedings of 4th International Conference*, 2010.
- [14] YANG, Y.B., KUO, S.B. *Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures*, Singapore: Prentice Hall, 1994, 569 p.
- [15] CHAN, S.L. Geometric and material nonlinear analysis of beam-columns and frames using the minimum residual displacement method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v.26, 1988; p.2657-2669.
- [16] GALVÃO, A.S. *Formulações não lineares de EF para análise de sistemas estruturais metálicos reticulados planos*, Ouro Preto, 2000, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 168 p.
- [17] LIEW, J., CHEN, H., SHANMUGAM, N. Inelastic analysis of steel frames with composite beams. *Journal of Structural Engineering*, v.127, 2001; p.194-202.
- [18] BAZANT, Z.P., OH, B.H. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, v.16, 1983; p.155-177.
- [19] BRATINA, S., SAJE, M., PLANINC, I. On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. *International Journal of Solids and Structures*, v.41, 2004; p.7181-7207.
- [20] SFAKIANAKIS, M.G. Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics. *Advances in Engineering Software*, v. 33, 2002, p.227-242.
- [21] NEOGI, P., SEN, H., CHAPMAN, J. Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading. *The Structural Engineer*, v. 47, 1969, p.187-195.
- [22] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for reinforced concrete. – ACI 318, 1995.
- [23] LIU, D., GHO, W.M., YUAN, J. Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 59, 2003, p.1499-1515.
- [24] IU, C.K., BRADFORD, M.A., CHEN, W.F. Second-order inelastic analysis of composite framed structures based on the refined plastic hinge method. *Engineering Structures*, v. 31, 2009, p.799-813.

Tools for assessing damage in concrete affected by AAR coming from fine and coarse aggregates

Técnicas para a avaliação da deterioração proveniente da reação álcali-agregado (RAA) gerada pela presença de agregados reativos graúdos e miúdos

L. F. M. SANCHEZ ^a
leandro.sanchez@uottawa.ca

B. FOURNIER ^b
benoit.fournier@ggl.ulaval.ca

M. JOLIN ^c
marc.jolin@gci.ulaval.ca

J. BASTIEN ^c
josee.bastien@gci.ulaval.ca

D. MITCHELL ^d
denis.mitchell@mcgill.ca

Abstract

Over the last few years, comprehensive management programs for the diagnosis and prognosis of alkali-aggregate reaction (AAR) in aging concrete structures were developed in North America, based on a series of laboratory test procedures. Although promising, these lab-procedures presented several parameters whose impacts were not completely understood, which significantly reduced their applicability for the appraisal of deteriorated concrete structures in service. In this context, it has been suggested that two lab-tools, the Stiff ness Damage Test (SDT) and the Damage Rating Index (DRI) could reliably assess the condition of concrete affected by AAR. This paper presents the condition assessment of 25, 35 and 45 MPa AAR affected concrete specimens incorporating fine and coarse reactive aggregates and presenting different distress degrees (i.e. expansion levels from 0.05 to 0.30%) through the use of an innovative multi-level approach. Results show that both SDT and DRI are suitable for assessing damage in AAR affected concrete through their output parameters. Yet, they present a complementary character, which illustrates the need for a multi-level approach.

Keywords: stiff ness damage test, damage rating index, condition assessment, multi-level approach, alkali-aggregate reaction (AAR).

Resumo

Nos últimos anos, diversos programas de gestão para o diagnóstico e prognóstico da reação álcali-agregado (RAA) em estruturas de concreto foram desenvolvidos na América do Norte, com base em uma série de procedimentos experimentais em laboratório. Apesar de promissores, esses procedimentos apresentaram uma série de parâmetros cujo impacto não foi amplamente avaliado e discutido, o que reduziu significativamente a utilização destas técnicas na avaliação de estruturas de concreto deterioradas em serviço. Neste contexto, sugere-se que duas técnicas laboratoriais, o ensaio de Deterioração de Rigidez (SDT) assim como a avaliação microscópica do Índice de Deterioração (DRI) destacam-se como ensaios capazes de avaliar de maneira confiável e precisa o estado de deterioração do concreto afetado pela RAA. Este trabalho apresenta a utilização dos métodos descritos acima na avaliação da deterioração de diferentes concretos (25, 35 e 45 MPa) afetados pela RAA, incorporando agregados reativos graúdos e miúdos e apresentando diferentes níveis de expansão (0,05 à 0,30%). Os resultados demonstram que tanto o SDT como o DRI são adequados para avaliar o nível de deterioração do concreto afetado pela RAA. Entretanto, estes apresentam um caráter complementar, o que ilustra a necessidade de uma abordagem "multinível" quando da utilização dos mesmos na avaliação de estruturas em serviço.

Palavras-chave: Deterioração de Rigidez (SDT), Índice de Deterioração (DRI), avaliação do estado de deterioração, avaliação multinível, reação álcali-agregado (RAA).

^a Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, Canada;
^b Department of Geological Engineering, Laval University, Quebec, Canada;
^c Department of Civil Engineering, Laval University, Quebec, Canada;
^d Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada.

1. Introduction

Alkali-silica reaction (ASR), one of the most common deleterious mechanisms identified in concrete structures worldwide, consists in a chemical reaction between "unstable" silica mineral forms (i.e. minerals that are susceptible for presenting dissolution under alkaline environments) within the aggregate materials and the alkali hydroxides ($\text{Na}, \text{K} - \text{OH}$) dissolved in the concrete pore solution. It generates a secondary alkali-silica gel that induces expansive pressures within the reacting aggregate material(s) and the adjacent cement paste upon moisture uptake from its surrounding environment, thus causing microcracking, reduction of material's properties (mechanical/durability) and, in some cases, functionality in the affected structure [1].

Over the years, several approaches and recommendations, including a comprehensive variety of laboratory tests, have been developed worldwide to assess the potential alkali reactivity of concrete aggregates and the effectiveness of preventive measures (e.g. control of the concrete alkali content, use of supplementary cementitious materials, etc.) before their use in the field. Despite some issues with some of these test procedures, the majority of experts agree that, in general, it is now possible to construct concrete infrastructures with minimum or calculated risk of ASR. However, there is currently no consensus about the most efficient method(s) (surface treatments for moisture control, chemical treatments, strengthening, stress relief (slot cutting), etc.) that should be implemented, and when, for the rehabilitation of concrete structures/structural elements suffering from ASR.

In this context, one of the biggest challenges in dealing with ASR damaged aging concrete structures is to establish the correlation between ASR distress "signatures" (i.e. ASR distress illustrated in

Figure 1) and the loss/reductions in mechanical properties, physical integrity, durability and performance of the affected material, as well as their structural implications. Recent studies dealing with the evaluation of the mechanical performance of aging concrete suggest that both the Stiffness Damage Test (SDT) and the Damage Rating Index (DRI) can provide a diagnostic evaluation of the "damage degree" of concrete affected by ASR [2-4].

1.1 Stiffness Damage Test (SDT)

In the early 1990's, Crisp and co-workers proposed to use the SDT to quantify the degree of distress in concrete due to ASR [5, 6]. The test method was actually developed by Walsh [7] who observed a good correlation between the crack density and the cycles of loading/unloading (stress/strain relationship) of rock specimens. Crouch [8], following those results, proposed a new test procedure (*Stiffness Damage Test - SDT*) based on cyclic compression loading of concrete specimens (cylinders or cores) (Figure 2). A review on the SDT development as a diagnostic tool for assessing ASR affected concrete is presented in [2].

Sanchez et al. [2, 3] actually pursued the work of Smaoui and co-workers [9], by applying the SDT procedure to either specimens cast in the laboratory, presenting different mix-designs (25, 35 and 45 MPa) and incorporating a wide range of reactive aggregates (i.e. coarse vs. fine reactive aggregates, ≠ lithotypes, etc.), or concrete cores extracted from an extremely damaged concrete overpass in Quebec City (Canada). The goal of those studies was to verify the influence of the test loading level and of several input parameters (concrete environment, humidity, specimen size, etc.) on the output test analyses. Likewise, the evaluation of the output test responses against the expansion levels of the affected



Figure 1

ASR distress signatures found on both the foundation blocks and columns of the Robert-Bourassa/Charest overpass – Quebec City, Canada





Figure 2
Set-up used for the stiffness damage test

specimens was performed. Based on the above studies, the authors presented the following main conclusions: 1) the SDT should be carried out with a percentage of the concrete strength instead of using a fixed load [2] (as originally proposed by [5, 6 and 9]); 2) the use of 40% of the design concrete strength seems to be the best approach for distinguishing damaged concrete specimens with regard to their expansion levels [2]; 3) the use of percentages up to 40% of the design concrete strength enables the use of the same specimen for supplementary analyses, such as compressive or tensile strength, since the test seems to keep its "non-destructive" character up to that point [2]; 4) the output parameters, such as the hysteresis area (HA) and the plastic deformation (PD) over the five cycles, as well as the modulus of elasticity (ME) (as an average value of the second and third cycles), seem to be the most diagnostic output results of the test;



5) the use of indices (Stiffness Damage Index - SDI and Plastic Deformation Index - PDI) instead of absolute HA or PD values, which take into account the ratio "dissipated energy/total energy" implemented in the system, better represents the real "damage" of the affected materials (Figure 3). Actually, this approach decreases the impact of a poor selection of maximum loading level for stiffness damage testing and provides a better understanding of ASR evolution as a function of its expansion [10] and finally; 5) several input parameters, such as the concrete's cure history, the sample's geometry and size, and the sample's location within the structural member, seem to strongly influence the output analyses of the SDT [3].

1.2 Damage rating index (DRI)

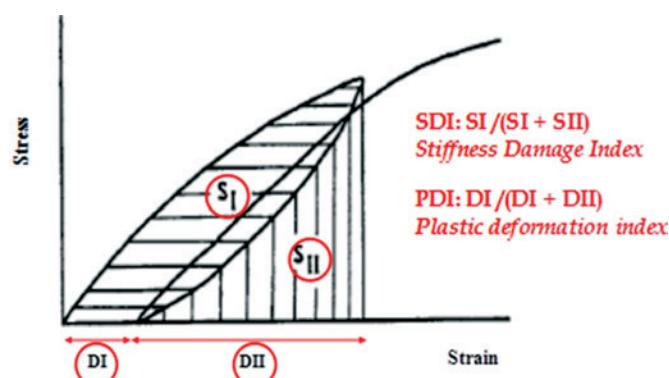


Figure 3
Determination of the Stiffness Damage Index (SDI) and Plastic Deformation Index (PDI) based on the output from the Stiffness Damage Test (SDT)

The DRI is a microscopic analysis performed with the use of a stereomicroscope (about 15-16x magnification, Figure 4A) where damage features, generally associated with ASR, are counted through a 1 cm² grid drawn on the surface of a polished concrete section (Figure 4B). The number of counts corresponding to each type of petrographic features (Figure 4C) is then multiplied by weighing factors, whose purpose is to balance their relative importance towards the mechanism of distress (for instance ASR) (Figure 4D) [4]. It is important to mention that the factors used in the method were chosen on a logical basis, but relatively arbitrarily [11]. Ideally, a surface of at least 200 cm² should be used for DRI analysis, and it may be greater in the case of mass concrete incorporating larger size aggregate particles. However, for comparative purposes, the final DRI value is normalized to a 100 cm² area [11-13].

Villeneuve et al. [11] recently indicated that the variability between different operators performing the DRI could be significantly reduced by improving the definition/description of the different damage features, modifying some weighing factors, as well as

by appropriate training of the petrographers using reference sections. Moreover, the authors proposed to use identical factors for the two categories of opened cracks in the aggregate particles (factor of 2) or cracks in the cement paste (factor of 3), with or without reaction products; this was done to reduce the variability associated to the difficulty in positively recognizing the presence of reaction products in cracks of the polished sections (Figure 4C). Consequently, the two types of cracks could be grouped together having the same weighing factors if one considers that a crack is an indication of damage, either with or without reaction products. Also, larger weighing factors were selected for cracks in the cement paste, compared to that in the aggregate particles (i.e. factor of 3 vs. 2), to indicate a relatively greater importance

regarding the durability of the affected concrete element. Finally, it was found that eliminating the counts of the number of voids with reaction products in the cement paste and the reaction rims from the calculation of the DRI values also contributes at reducing the variability between the operators and are not really direct indications of "damage" in concrete.

Since the process of damage generation varies through the type/nature of reactive aggregate used (fine vs. coarse aggregate, lithotype, etc.), the DRI should ideally assess the nature and degree of distress features and correlate them with either the expansion attained by the distressed concrete or, ideally, with losses in mechanical properties [11-13]. Such information is, however, currently very limited.

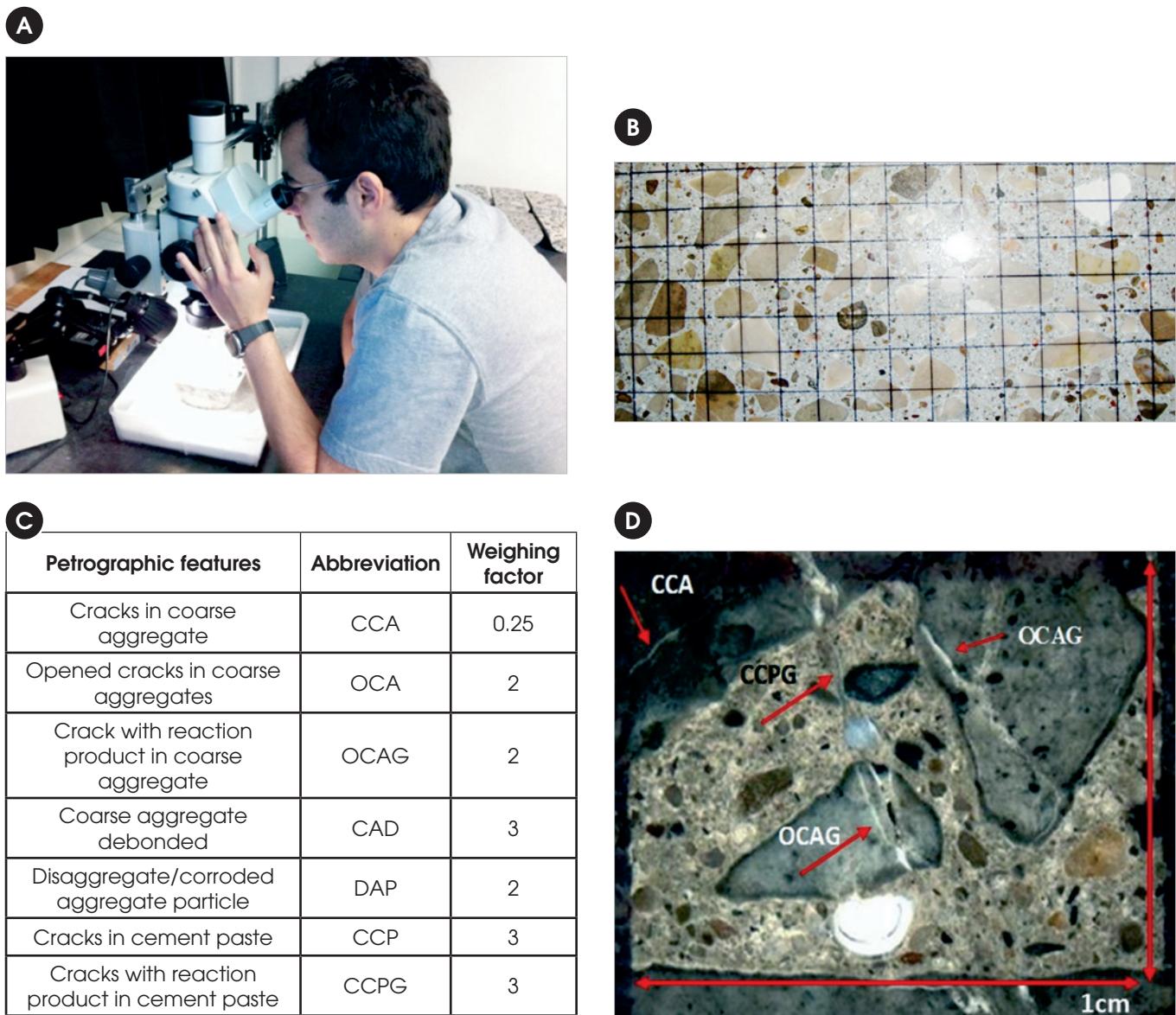


Figure 4

A) DRI stereomicroscope; B) 1 cm² grid drawn on a polished concrete specimen; C) DRI weighing factors proposed as by (11); D) ≠ petrographic features to be noted through a DRI evaluation (4)

1.3 Scope of the work

This paper discusses the use of the SDT and DRI for quantifying and understanding damage in concrete due to ASR, when the reaction is generated either in the coarse or in the fine aggregate. In order to best achieve this objective, extensive testing was performed on (well-controlled) laboratory-made and cured concrete specimens of different mix designs (25, 35 and 45 MPa) and incorporating coarse or fine reactive aggregates.

2. Materials and experimental program

2.1 Materials and mixture proportions

Three types of non-air entrained concrete mixtures (25 MPa, 35 MPa and 45 MPa mix design strengths) and two highly-reactive aggregates (New Mexico gravel-NM and Texas sand-Tx) were selected for the study. The coarse aggregates ranged from 5 to 20 mm in size. Non-reactive fine and coarse aggregates (Lav sand in the case of NM mixtures and HP coarse aggregate for Tx mixes) were used in combination with the above reactive aggregate materials for concrete manufacturing. Table 1 gives the detailed concrete mixture proportions. After casting, the specimens were placed for 24 h in the moist curing room, and then they were demolded and left in this room for further 24 h. Small holes, 5 mm in diameter by 15 mm long, were drilled in both ends of each test cylinders and stainless steel gauge studs were glued in place, with fast-setting cement slurry, for longitudinal expansion measurements. After completion of the first 48 h at 23°C and 100% R.H., the "0" length reading was performed and the specimens were placed in sealed plastic (22 L) containers lined with damp cloth (4 cylinders per bucket). All buckets were then stored at 38°C and 100% R.H., and all the test cylinders were monitored regularly for length variations. Moreover, as per ASTM C 1293, all containers were cooled to 23°C for 16 ± 4 h prior to periodic axial expansion measurements. Then, test cylinders were removed from the high-temperature storage conditions for SDT and DRI testing when they reached the expansion levels chosen for this research, i.e. 0.05% ± 0.01%, 0.12% ± 0.01%, 0.20% ± 0.01% and 0.30% ± 0.01%.

Once the above expansion levels were reached, the specimens were wrapped in plastic films and stored at 12°C until testing (be-

cause of testing capacity issues). Prior to testing, both ends of each cylinder were carefully mechanically ground to avoid any interference from the stainless steel gauge studs used for expansion measurements. Also, even though they were wrapped in plastic film prior to testing, the specimens were restored for 48 h in the moist curing room, protected from running water, before stiffness damage testing, in order to allow appropriate saturation of the test specimens, following the procedure proposed for concrete cores extracted from real concrete structures (CSA A23.2-14C) [3].

2.2 Methods for assessment and analysis

2.2.1 Stiffness Damage Test (SDT)

Test cylinders were subjected to five cycles of loading/unloading at a controlled loading rate of 0.10 MPa/s. All the specimens were tested at a strength level corresponding to 40% of the 28-day concrete mix design strength, according to [2]. The results presented in this paper correspond to the average values obtained on three affected specimens at a given expansion level.

2.2.2 Damage Rating Index (DRI)

The DRI was performed on slabs cut and polished from specimens affected by the three distress mechanisms described before, and for all expansion levels selected for this work. Counts of cracking in the aggregate particles were made in particles down to 1 mm in size, instead of 2 mm normally used in the original method [4]. The latest weighing factors proposed by Villeneuve et al. [11] were used for the calculation of the DRI output values (Figure 4C).

3. Results

3.1 Stiffness Damage Test (SDT)

Figure 5 presents the SDT results in terms of SDI and PDI indices against the expansion levels of all the specimens used in this work. Looking at the SDI values (Figures 5A), one observes that this index may distinguish quite well the different expansion levels (or different amounts of internal cracking) for all the concrete mixtures, aggregates and strengths. In general, there is either a concave or a linear trend (depending on the concrete strength) of this variable

Table 1

Concrete mix designs used in the study

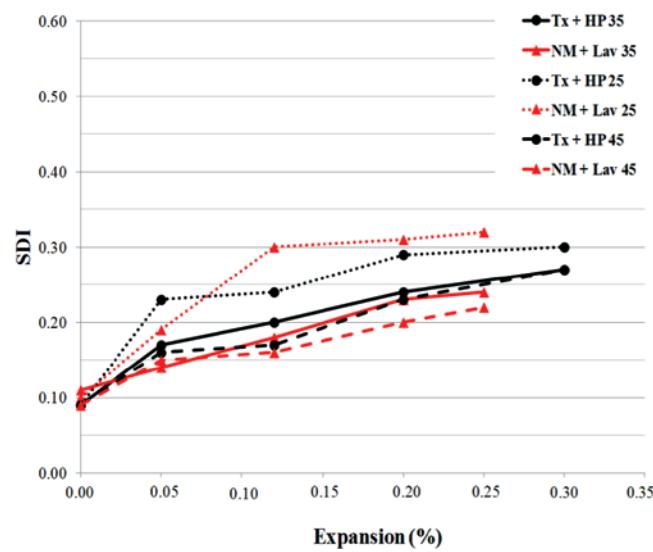
Ingredients	25 MPa - materials (kg/m ³) ¹		35 MPa - materials (kg/m ³)		45 MPa - materials (kg/m ³)	
	Texas sand	NM gravel	Texas sand	NM gravel	Texas sand	NM gravel
Cement	314 (101)	314 (101)	370 (118)	370 (118)	424 (136)	424 (136)
Sand	790 (304)	714 (264)	790 (304)	714 (264)	790 (304)	714 (264)
Coarse aggregate	1029 (384)	1073 (424)	1029 (384)	1073 (424)	1029 (384)	1073 (424)
Water	192 (192)	192 (192)	174 (174)	174 (174)	157 (157)	157 (157)

¹ The numbers in brackets correspond to the volume occupied by the materials (in L/m³)

against the expansion level of affected specimens, ranging from about 0.08 for sound concretes up to 0.30 for 0.30% of expansion.

3.2 Damage Rating Index (DRI)

The detailed results of the DRI determinations, i.e. in terms of the relative importance of each of the various petrographic features of deterioration, are illustrated in Figure 6. At first glance, the following general trends can be observed from the graphs: 1) a commonly found feature of “deterioration” in all polished sections corresponds to *Closed cracks within the aggregate particles* (CCA - blue charts). In the case of Tx mixtures, this distress feature type is even more apparent; 2) a progressive increase in the number of cracking within both the aggregate particles (OCA, OCAG - red and green charts) and the cement paste, with and without gel (CCP, CCPG - orange and light blue charts) is found with increasing expansion of the test specimens; 3) the DRI values correlate well with the expansion levels measured for all the mixtures and aggregates selected for the study; 4) an interesting and different behavior could be noticed for the 45 MPa concrete mixtures compared to both 25 and 35 MPa mixes. Higher DRI numbers were found at low expansion levels, yet they remained stable up to 0.12%, while increasing almost linearly and similarly to the other mixtures from about 0.12% up to the highest expansion levels tested in this study (0.30%); 5) the DRI values seem to be not affected by the deleterious expansion process whether it originates from the fine (Tx) or the coarse (NM) aggregate and; 6) the data indicate that a certain degree of damage already exists in the test specimens (DRI ranging between 100 and 140, from some cracking in the aggregate particles and in the cement paste) for concrete specimens showing no significant expansion level (35 MPa mixtures).



A 25, 35 and 45 MPa mixtures: SDI vs. expansion

4. Discussion

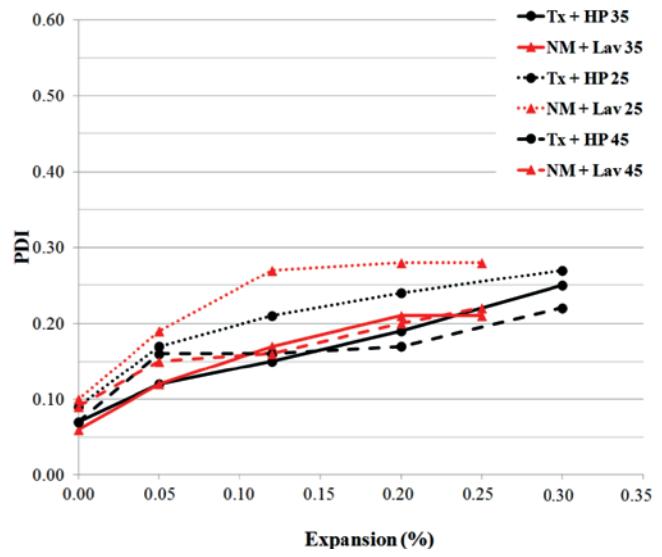
4.1 SDT damage assessment

According to [2, 3], the SDT, through its output parameters, is able to measure the progress of inner distress (i.e. cracking extent) as a function of expansion in concrete damaged due to ASR. Moreover, Sanchez [10] found that the use of the SDI and PDI indices, which take into account the ratio “dissipated energy/total energy” and “plastic deformation/total deformation” implemented in the system, respectively, would both better represent the real “damage” of the affected materials and also decrease the impact of a poor selection of maximum loading level for the test. The data presented in Figure 5 clearly illustrates that both the SDI and PDI were able to distinguish the progress of damage as a function of expansion when the distress is induced either by the fine (i.e. Tx mixtures) or coarse (i.e. NM mixes) aggregate particles.

The indices above showed to present a linear or concave trend against the expansion attained by the distressed samples. Therefore, this phenomenon could partially explain the concave trend of the SDT results. Moreover, another important point that should be considered regarding the curve’s shape is the presence of gel in ASR systems. Since it is considered that the gel may migrate through the cracks with the progress of expansion [14], this phenomenon might likely difficult the “cracks closure” over stiffness damage testing (i.e. compression cycles), thus leading to lower SDI and PDI values towards higher expansion levels.

4.2 DRI damage assessment

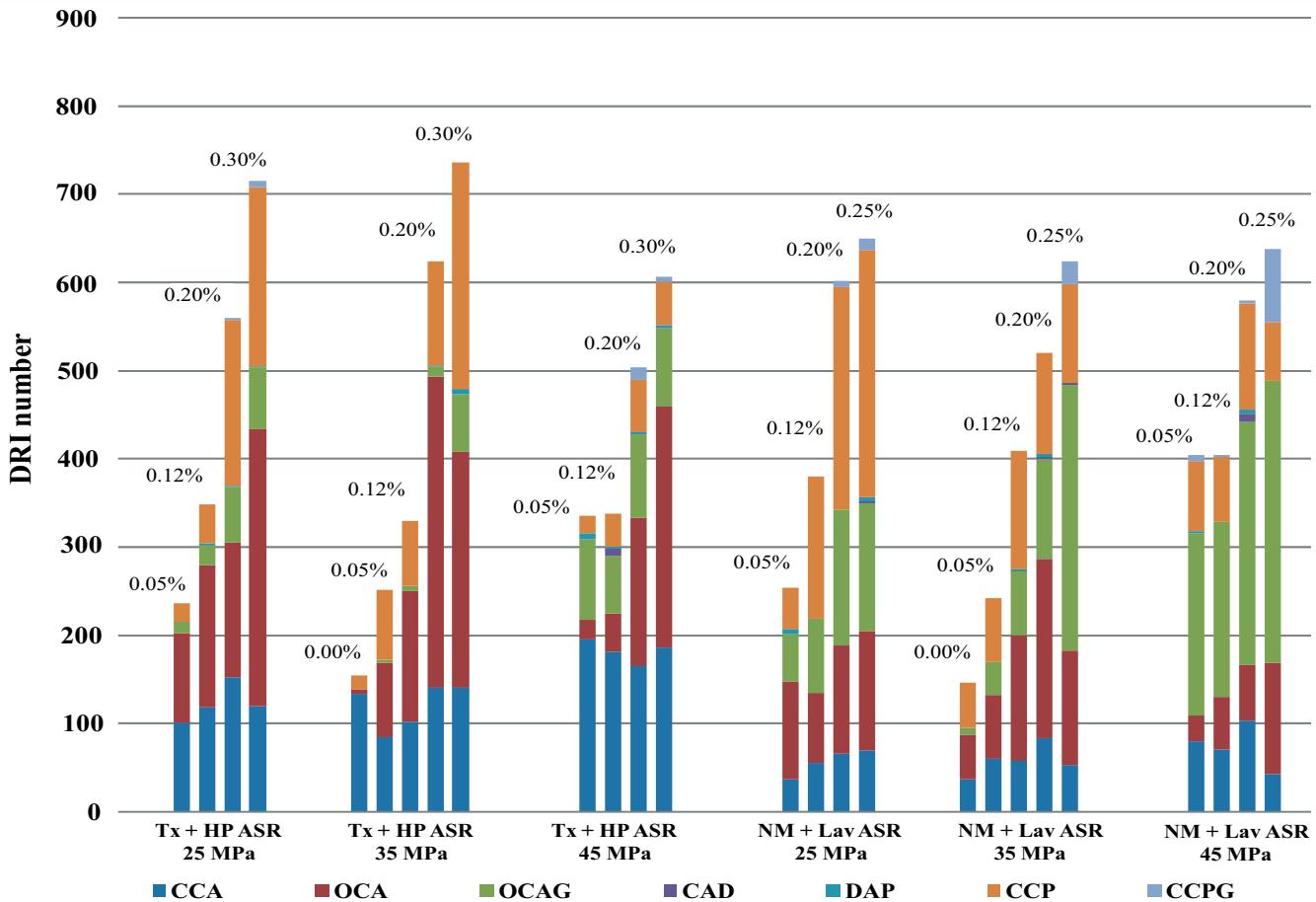
According to [4], the DRI is able to evaluate either the distress characteristics or the distress development (i.e. expansion level)



B 25, 35 and 45 MPa mixtures: PDI vs. expansion

Figure 5

Stiffness Damage Test results in terms of indices for the 25, 35 and 45 MPa mixtures: A) Stiffness Damage Index (SDI) and; B) Plastic Deformation Index (PDI)

**Figure 6**

DRI charts for all the mixtures analyzed over the study. The common legend for all graphs is given in Figure 4C

of AAR, whatever is the reactive aggregate type (fine vs. coarse) and concrete strength (25, 35 and 45 MPa), as illustrated in Figure 6. Overall, two interesting distress patterns can be seen as a function of ASR expansion: 1) all the mixtures showed the presence of Closed cracks within the aggregate particles (CCA - blue sections), which is likely due to weathering of the aggregates and crushing procedures as proposed by Sanchez et al. [4]. This feature was even more evident in Tx mixtures, mainly in the non-reactive HP coarse aggregate particles, since HP is a limestone and presents both lower stiffness and hardness compared to NM aggregate. However, even though these features are not truly distress signatures, they still should be counted as they represent "fragile" sites of the aggregates particles which would be likely used as "fast tracks" for either the alkalis penetration or even distress development [4]; 2) while ASR progresses, the affected specimens showed to increase both their number of Opened cracks within the aggregate particles (with and without gel) and the Cracks in the cement paste (with and without gel) as a function of their increasing expansion. However, as by to [4], in the beginning of ASR, the distress features are more likely found within the aggregate particles whereas for higher expansion levels (i.e. $\geq 0.20\%$), the amount of cracks in the cement paste becomes quite important.

4.3 SDT & DRI coupling

The output parameters of both SDT and DRI presented a good correlation towards the expansion level achieved by the distressed specimens affected by different damage mechanisms, which means that they both correlate well with each other. However, instead of just correlating data between the above tools, according to [10], it is necessary to really understand what each tool measures; the SDT provides an indication of the extent of inner cracking within a damaged material while the DRI (through its weighing factors) measures the characteristics and the progress/development (i.e. expansion level) of a given damage mechanism. Therefore, the mechanical and microscopic tools discussed throughout this paper present some complementary character and need to be used together for the full assessment of distress in concrete.

5. Conclusions

As part of this study, the reliability of the *Stiffness Damage Test (SDT)* and *Damage Rating Index (DRI)* for assessing damage in 25, 35 and 45 MPa AAR-affected concrete, incorporating fine and coarse reactive aggregates was appraised. The main conclusions from the above investigations are presented hereafter:

- both the Stiffness Damage Test (SDT) and the Damage Rating Index (DRI) were able to distinguish the progress of "damage" (i.e. cracking) as a function of expansion for test specimens affected by ASR coming either the reactive fine or coarse aggregate and presenting different compressive strengths (25, 35 and 45 MPa);
- the most common microscopic feature seen through ASR distress is the Opened cracks (with and without gel) in the reactive aggregate particles. As ASR progresses, and for higher expansion levels (i.e. 0.20%) the presence of cracks in the cement paste becomes more important;
- the SDT, through its output parameters, measures the amount of inner cracking in distressed concrete. On the other hand, the DRI measures the characteristics and the progress/development (i.e. expansion level) of a damaged mechanism. Thus, they present a complementary character;
- finally, although the SDT and DRI have shown great potential in the condition assessment of laboratory specimens (i.e. unreinforced concrete samples cast in the laboratory and undergoing free expansion), the use of the above tools for assessing cores extracted from real structures is quite limited, and needs to be evaluated so that the tools could potentially become important engineering procedures.

6. Acknowledgements

The funding of this project was provided by a grant from the Quebec Department of Transportation, under the supervision of Mr. Alain Hovington and Mrs. Nadia Pouliot. The authors would like to thank Mr. René Malo and Mr. Mathieu Thomassin from "le Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton (CRIB)" at Laval University, as well as the undergraduate research assistants who helped with the manufacturing and testing of the test specimens used in this project. L. Sanchez benefited from a Vanier scholarship financed by NSERC (Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada).

7. References

- [1] Fournier, B.; Bérubé, A. 2000. Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications. Canadian Journal of Civil Engineering, 27 (2): 167-191.
- [2] Sanchez, L.F.M.; Fournier, B.; Jolin M.; Bastien, J. 2014. Evaluation of the Stiffness Damage Test (SDT) as a tool for assessing damage in concrete due to ASR: test loading and output responses for concretes incorporating fine or coarse reactive aggregates. Cement and Concrete Research, 56: 213-229.
- [3] Sanchez, L. F. M.; Fournier, B.; Jolin M.; Bastien, J. 2015. Evaluation of the Stiffness Damage Test (SDT) as a tool for assessing damage in concrete due to ASR: input parameters and variability of the test responses. Construction and Building Materials, 77: 20-32.
- [4] Sanchez, L. F. M.; Fournier, B.; Jolin M.; Duchesne, J. 2015. Reliable quantification of AAR damage through assessment of the damage rating index (DRI). Cement and Concrete Research, 67 : 74-92.
- [5] Crisp, T. M.; Waldron. P.; Wood. J. G. M. 1993. Development of a non-destructive test to quantify damage in deteriorated concrete. Magazine of Concrete Research, 45 (165): 247-256.
- [6] Crisp, T. M.; Wood, J. G. M.; Norris, P. 1989. Towards quantification of microstructural damage in AAR deteriorated concrete. International Conference on Recent Developments on the Fracture of Concrete and Rock. The University of Wales, Cardiff, September 1989, 9p.
- [7] Walsh, J. B. 1965. The effects of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks. Journal of Geophysical Research, 70: 339 - 411.
- [8] Crouch. R. S. 1987. Specification for the determination of stiffness damage parameters from the low cyclic uniaxial compression of plain concrete cores. Revision A. Mott. Hay & Anderson. Special Services Division. Internal Technical Note.
- [9] Smaoui, N.; Bérubé, M.A.; Fournier, B.; Bissonnette, B.; Durand, B. 2004. Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by ASR - Part I: Experimental study. Canadian Journal of Civil Engineering, 31: 826-845.
- [10] Sanchez, L. F. M. 2014. Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction. PhD thesis, Laval University, Department of Geology and Geological Engineering, Quebec, Canada.
- [11] Villeneuve, V.; Fournier, B.; Duchesne, J. 2012. Determination of the damage in concrete affected by ASR – The Damage Rating Index (DRI). 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR). Austin, Texas (USA), May 2012.
- [12] Powers, L.; Shrimer, F. H. 2009. Quantification of ASR in concrete: An introduction to the Damage Rating Index. ICMA conference. International Cement Microscopy Association/Society of Concrete Petrographers joint meeting, Quebec City, Canada, May 2009.
- [13] Grattan-Bellew, P.E.; Mitchell, L.D. 2006. Quantitative petrographic analysis of concrete –The Damage Rating Index (DRI) method, a review. Proc. Marc-André Bérubé symposium on AAR in concrete, CANMET/ACI Advances in concrete technology seminar, Montréal, Canada, May 31 & June 1, 2006.
- [14] Sanchez, L. F. M.; Multon. S.; Sellier, A.; Cyr, M.; Fournier, B., Jolin M. 2014. Comparative study of a chemo-mechanical modeling for alkali silica reaction with experimental evidences. Construction and Building Materials, 72 : 301-315.

Cement blocks with EVA waste for extensive modular green roof: contribution of components in thermal insulation

Blocos cimentícios com resíduos de EVA para telhado verde extensivo modular: contribuição dos componentes no isolamento térmico

A. B. de MELO ^a
aluisiobmelo@hotmail.com

T. N. M. MENDONÇA ^b
tatyanemartinn@gmail.com

Abstract

Vegetated roofs can contribute to the quality of the environment in many ways, especially in the reduction of heat transfer to the internal environment of buildings. Among the techniques available to execute this kind of coverage, the use of cemented lightweight blocks is proposed to be compatible with the extensive modular green roof system. For cemented lightweight blocks that are produced with aggregates of EVA (waste from footwear industries), an additional contribution of thermal insulation capacity of the proposed green roof is expected. This article aims to demonstrate such contribution through measurements performed on prototypes in hot and humid weather conditions. After characterizing the thermal insulation capacity of the proposed green roof with reference to different types of conventional coverage, the additional contribution of the component used in this green roof was identified by making comparisons with measurements collected from another green roof that was executed with cement blocks without the presence of EVA aggregates. In these experiments, external and internal surface temperatures were collected in the coverage of each prototype as well as the air temperatures in the external and internal environments. From the analysis of data for a typical summer day, it was possible to confirm that the proposed green roof presented the lowest thermal amplitudes, considering air and surface temperatures. The presence of aggregates of EVA in the proposed blocks contributed to the reduction of internal temperatures.

Keywords: extensive green roof, thermal behavior, EVA residue, cement block.

Resumo

As coberturas vegetadas podem contribuir de várias maneiras na qualidade do meio ambiente, sendo destacada a redução na transferência de calor para os ambientes internos das edificações. Dentre as técnicas disponíveis para execução desse tipo de cobertura propõe-se o uso de blocos cimentícios leves compatíveis com o sistema de telhado verde extensivo modular. Para os blocos cimentícios leves, produzidos com agregados de EVA (resíduos da indústria de calçados), espera-se uma contribuição adicional na capacidade de isolamento térmico do telhado verde proposto. No presente artigo, pretende-se demonstrar tal contribuição, através de medições realizadas em protótipos na condição de clima quente e úmido. Após caracterizar a capacidade de isolamento térmico do telhado verde proposto, tendo como referência diferentes tipos de coberturas convencionais, foi identificada a contribuição adicional do componente utilizado nesse telhado verde, fazendo comparações com medições coletadas em outro telhado verde, executado com blocos cimentícios sem a presença dos agregados de EVA. Nos experimentos, foram coletadas temperaturas superficiais externas e internas em cada cobertura dos protótipos, bem como as temperaturas do ar nos ambientes externo e interno. A partir da análise dos dados para o dia típico de verão foi possível confirmar que o telhado verde proposto apresentou as mais baixas amplitudes térmicas, considerando as temperaturas do ar e superficiais internas. A presença dos agregados de EVA nos blocos propostos contribuiu na redução das temperaturas internas.

Palavras-chave: telhado verde extensivo, comportamento térmico, resíduo de EVA, bloco cimentício.

^a Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Arquitetura e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Centro de Tecnologia, João Pessoa – PB, Brasil;

^b Universidade Federal da Paraíba, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia, João Pessoa – PB, Brasil.

Received: 05 Nov 2015 • Accepted: 14 Apr 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

The proposals that aim for the reduction of the energy consumption in the built environment are more and more necessary, with the upmost of importance in the development of alternatives which use technologies that reduce the demand for energy in the buildings. From that perspective, the green roofs in the buildings have been manifesting not only as an effective alternative for the reduction of the energy consumption in the buildings (BERARDI *et al.* [1]) for the cooling of hot weather indoor environments, but also in many aspects related to the environmental sustainability. For example, in the review of the state of the art about the green roofs theme (BERARDI *et al.* [1]) it is noticed that they can contribute to reduce the urban heat islands, to mitigate the air pollution, to decrease the flux of pluvial water in the urban drainage systems, to lessen the noises and to increase the biodiversity, amongst other things.

In regards to the classification of the green roofs, the main consolidated attributes in the literature (BERARDI *et al.* [1]) are featured for the extensive type, which corresponds to the lightest system, with maximum overload limited to 150 kg/m², which uses small plants and has a facilitated construction process as well as simplified maintenance, with little need for irrigation, having a low execution cost.

As for the materials used in the development of the green roofs the highlight is that they are coherent with the proposal of environmental sustainability. So, according to Bianchini and Hewage [2] although it is considered a benefit to install green roofs with polymeric materials, in order for this type of covering to be considered environmentally adequate, the use of recycled materials that generate little waste and few pollutants in its fabrication process must be prioritized, and it also has to require little energy.

In fact, from this perspective, the use of light concrete with waste from the footwear industry (Ethylene-vinyl acetate – EVA) to produce modules to execute the system of modular extensive green roof seems to be aligned with this discussion. In this sense, it has to be highlighted that the potential for environmental valuation of the product must be assessed, including the identification of its

possible contributions for the improvement of the quality of the built environment. The possibility of consolidating the cited modules as an alternative for the adequate destination of the EVA waste must also be seen as an important contribution to decrease the environmental problems, caused by its increasing volumes of disposal generated in footwear industry regions.

It is known that the Ethylene-vinyl acetate (EVA) is a copolymer which is used a lot in the footwear industry for the confection of expanded sheets, which are later cut into insole shapes and mid-soles, a moment when a great amount of waste is produced. This kind of waste, generated by the footwear industry, according to studies performed in the south of Brazil, came to over 200 tons per month in 2001, the largest volume resulting from the cuts of expanded sheets to produce the footwear (ZATTERA *et al.* [3]). This waste has been investigated (GARLET [4]) with the purpose of evaluating its potential for recycling as an aggregate for the production of light concrete, having many possibilities of applications in various constructive subsystems been explored, such as elements of vertical sealing, the filling of depressed slabs, floating floors, etc. (BEZERRA [5]; HAX [6], POLARI FILHO [7]; ROCHA [8]; MELO e LIMA FILHO [9], SANTOS [10]; TUTIKAN *et al.* [11]). In Paraíba, the footwear industry, which has significant economic power in the state, produces great amounts of waste annually, pieces which cannot be totally re-used by the industry itself. Among the waste, Ethylene-vinyl acetate (EVA) sheets remains are notable. Because of how difficult it is to store the whole volume of residual EVA, some industries have been sending their waste to cement industries based in the region, which use it as fuel for their kilns in the production of clinker.

The proposal of recycling the EVA waste into cement blocks as an applicable technology in the execution of the extensive modular green roof allows many environmental gains in different scales. In the city scale, beyond the reduction of environmental impacts, by making the alternative destination of the type of industrial waste in question feasible, there is a possibility of aggregating the ample benefits to the urban environment in its climatic, hydrological, etc. aspects, considering that it is possible to favor the dissemination



Figure 1

Extensive modular green roof proposed with TEVA blocks (partially vegetated areas)

of the adoption of green roofs for the buildings in the urban space, based on a proposal that shows easy execution and maintenance. In the building scale, there is the possibility of adding benefits brought by the green roofs, due to the use of EVA waste, which are transformed into light aggregates, from which additional contributions in the reduction of heat flux through the coverings are expected, for example.

In this sense, while it is necessary to encourage the use of new techniques in the building processes that minimize the consequences of anthropic activities, it is important that the ideas be enhanced, seeking to characterize the performance of the proposed systems. Thus, this article presents the results of an experimental study, which proposes the use of pre-molded light cement blocks with EVA waste (here named TEVA blocks), compatible with the system of extensive modular green roof, seeking to evaluate the additional contribution of the components for the thermal insulation of the green roof under analysis. In this case, it is aimed to innovate the geometry of the proposed pre-molded block, making it versatile when it comes to its usage for the execution of the green roof, with the same component being used at times to receive vegetation, at other times to serve as a floor, when placed in an inverted position (Figure 1). This idea aims to enable the composition of green roofs that facilitate the visitation and maintenance of the plants, with areas which are partially covered with vegetation beside paved areas.

In the proposal of green roofs it is important to consider that the materials that compose them also have an influence in the thermal behavior, affecting different thermo-physical properties of the covering system under analysis.

In the study presented in this article it is aimed to control some of the variables involved, when evaluations of the results obtained from prototypes that have been built in the same way, with the same materials, but different coverings over the pre-molded slab are made. So, initially, it is aimed to characterize the capacity of thermal insulation of the proposed green roof with the TEVA blocks, with the performance of different types of conventional coverings as a reference. After that, in order to meet the goal of the study, an identification of the additional contribution of the TEVA block (with EVA aggregates) present in the green roof is sought, by comparing its results to measurements collected from another green roof, executed with the same type of vegetation on cement blocks (concrete blocks), without the presence of the EVA aggregates.

During this process, the experiments were performed in the same climatic conditions, with simultaneous measurements for every two prototypes that were compared, one of them always with a green roof with TEVA blocks. Therefore, in the initial stage of the study, it is known that the green covering has, in fact, a lower thermal transmittance than the conventional coverings used as a reference in this study, with its interest only to characterize the capacity of insulation of the proposed green roof with TEVA blocks, in relation to the thermal behavior of the conventional roofs.

2. Efficiency of the green roof in controlling the temperatures

According to Castleton et al. [12] the green roofs are efficient in

the reduction of the internal temperature, with positive impacts in the decrease of the heating during the winter and cooling during the summer, consequently with the reduction of the annual energy consumption of the building. The impact of the green roof on the air temperature in the internal environment is more significant in hot climates (JAFFAL et al. [13]). For example, the effect of the green roof on the decrease of the internal air temperature was observed (JAFFAL et al. [13]), during the summer time, at 2,6 °C and 1,4 °C for buildings in the cities of Athens (Greece) and Stockholm (Sweden) respectively, which represent different European climates (Mediterranean climate for Athens and Cold climate for Stockholm).

In fact, the well projected and managed green roof can be considered an efficient thermal insulator during the summer, reducing the heat flux through the covering. In this analysis (DEL BARRIO [14]), attention is drawn to the positive effects of the shadowing of the foliage, indicating that it is important to give preference to plants with large leaves and with horizontal development; as well as the influence of the thickness of the substrate (ground), of its apparent density and also the level of humidity in the ground itself.

In the study developed (OULDBOUKHITINE et al. [15]), comparing the experimental records with the numerical results, it was sought to validate the proposed model to evaluate the impact of the green roof on the energetic performance of the buildings. The experimental data was collected from prototypes in the University of La Rochelle (France), with rectangular form on a floor plan, without windows and with façades painted in white. For the measurement of the surface temperatures, thermocouples installed on the covering of the prototypes were used, which, for the green roof, were placed on the foliage; on the interface between the vegetation base and the ground; and on the interface between the ground and the support structure (concrete slab) of the green roof. A meteorological station installed next to the prototypes registered the climatic data in the place. The numerical and experimental data for the temperature did not differ more than 2 °C, for a confrontation of 7 days records. From the results obtained (OULDBOUKHITINE et al. [15]), the contribution of the density of the foliage for the thermal behavior of the green roof was highlighted, evidencing that the use of vegetation on the covering of buildings improves both the thermic comfort and the energetic performance of the buildings. The authors also highlighted the benefits of the green roof when compared to the concrete slab that is exposed to the solar irradiance, for the summer time, due to the significant decrease of the outside surface temperature of the structure of support of the green roof. As a matter of fact, this temperature remained lower when compared to the outside air temperature, for a typical summer day, which is justified by the effect of the transpiration and shadowing of the foliage.

In an experiment (VECCHIA [16]) performed with prototypes in full-scale, built in São Carlos/SP (Brazil), adopting the typical experimental day (Oct 9, 2004) hotter and drier (highest outside air temperature = 34.04 °C; temperature range of 21.07 °C), from a series of 7 days of continuous measurements, the thermal behavior of a system of light green covering (executed on a pre-molded concrete slab) was evaluated, compared to traditional covering systems without thermal insulation, executed with 3 different types of roof tiles (ceramics, galvanized steel and corrugated fiber-cement) supported by wooden

structures. Additionally, a comparison was made between the system of light green covering and a covering executed with pre-molded concrete slab (with the application of white waterproof coating), exposed to insulation. From the results (VECCHIA [16]) the capacity of the light green covering, among the other systems which were compared, of controlling the internal temperatures of the prototype, reducing the difference between the highest and the lowest values was confirmed. This was noticeable for the surface temperature of the roof, as well as for the internal air temperature of the prototype with the green roof, presenting the lowest temperature range, 9.2 °C and 12.6 °C respectively. Only with the green covering, the highest internal surface temperature of the roof of the prototype remained lower (26.7 °C) and 2.1 °C below the highest inside air temperature (and only in this case it was inferior to 30 °C). The green covering enabled a thermal delay of 4 hours in the relation between the inside and outside air temperatures.

In another study (ANDRADE e RORIZ [17]) performed in the city of São Carlos/SP, the records of inside surface temperatures of the covering (conventional pre-molded concrete slab) of an existing building with two areas were evaluated. One of the areas had a green roof (with grass) and the other had its slab directly exposed to the sun. The records corresponded to two different periods – winter and summer. The vertical sealing of one of the façades that corresponded to both areas of this building was made with hollow blocks. The results (ANDRADE e RORIZ [17]) proved that the lowest surface temperatures on the internal faces of the slab were always lower (during both summer and winter) for the covering with exposed slab with the highest temperature range (19.4 °C) recorded during summer. On the other hand, the highest surface temperatures on the internal faces of the slab under the green roof were always lower (23.2 °C), with fewer daily oscillations (temperature range of only 1.1 °C), during summer, when the highest difference (16 °C) was verified between the highest temperatures for both coverings. Such differences were associated with the shading, the higher thermal inertia and with the evaporative cooling, all enabled by the green roof.

In a previous study (MORAIS [18]), performed on this same prototype, it was observed that the inside air temperature in the areas evaluated (comparison between the exposed slab and the green

roofing) were very different, with the biggest difference between the highest air temperatures in each area reaching 3.8 °C, recorded during summer time. The biggest difference (25.1 °C) between the highest interior surface temperatures on the roof, comparing both areas with different coverings, was recorded during summer. Considering the values obtained (MORAIS [18]), due to the comparisons made, a more satisfactory performance for the green covering was verified, which remained stable and with fewer daily thermal fluctuations, both during winter and during summer. Thus, it was concluded that the vegetated roofing has a potential for application in the considered climate (São Carlos/SP) in order to improve the energy efficiency of the buildings.

3. Methodology

In the study performed, it was aimed to, initially, characterize the differences in thermal behavior between the proposed green roof with TEVA blocks and 3 (three) types of conventional coverings, often found in popular habitations of lower standards. Next, an attempt was made to identify the difference in thermal behavior between both extensive modular green roofs, executed with concrete blocks and TEVA blocks, respectively. In this case, both pre-molded blocks are made of cement, have the same geometry, with the only difference being the presence of light aggregates (EVA waste) in the TEVA blocks, as a partial substitution of the natural aggregates. The experiments were performed in the city of João Pessoa/PB (Brazil), characterized by a hot and humid climate, with the use of five prototypes (test cells), which received different coverings and were built in a chosen area with few nearby buildings (Figure 2), whose geographic coordinates are: 7°9'58"S; 34°48'58"W. For the experiment purposes, both blocks (TEVA and concrete) received the same type of medicinal vegetation, the Mexican mint (Figures 2b and 02c).

All five prototypes have the same solar orientation, same dimensions (on floor plan: 1.0 m x 1.0 m, internally), with distances of 2.7 m between them, being built with the same type of masonry in ceramic brick (8 holes) and cement mortar coating on both sides. The inside floorings are cemented and the slabs are pre-molded and conventional (with the use of small beams, ceramic blocks and



A overview of prototypes with five different covers



B detail of prototype with green roof with TEVA blocks on the slab



C detail of prototype with green roof with concrete blocks on the slab

Figure 2
Prototypes built in area with few nearby buildings

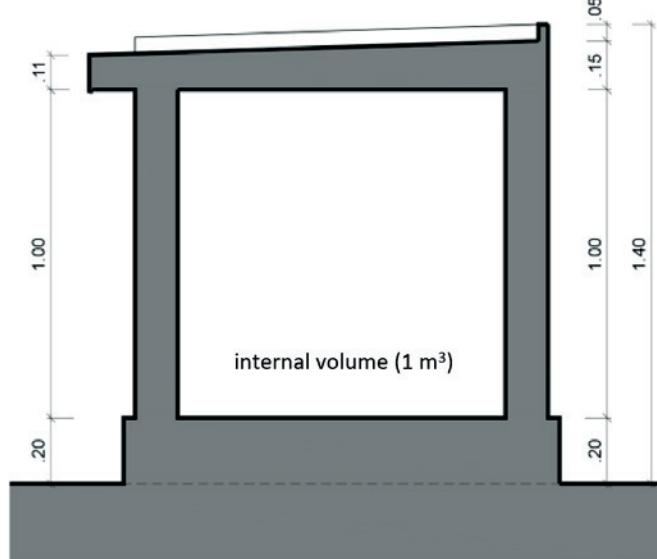


Figure 3
Section of the prototype (test cell)

a 4 cm concrete layer), cement mortar coated on both internal and external sides and waterproofed on the outside with white acrylic paint. The masonry (internal and external sides) received a calcium oxide paint (in white) finishing, as did the interior face of the slab. No ventilation in the inside of the prototypes was allowed during the measurements. The internal volume of the test cells is 1.0 m³ (Figure 3), with that being the only difference in regards to the coverings placed on each slab.

The TEVA block (Figure 4) was produced with cementitious composite with a 1:5 dosage (cement: aggregates; by volume), using a proportion of 90% EVA and 10% sand among the aggregates. In this case, only the green roof proposed with TEVA blocks fits into the category of extensive, with maximum overload of 150 kg/m² on the slab, which is the limit value for the category.

The measurements of the internal and external surface temper-

atures of each prototype's covering were performed during the period between December 29, 2014 and January 24, 2015, summer time in the region, when the typical summer days take place. During this period, the air temperatures in the inside and outside areas of each prototype were also registered. For every 6 days of data collection, considering the simultaneous measurements for every 2 prototypes (one of them always with a green roof with TEVA blocks), only one (1) typical summer day was selected for the analysis, whose selection took into account the records for the following climatic elements: air temperature, relative air humidity and precipitation (rainfall). The following equipment and measuring gadgets were used:

a) Outside the prototypes

- Weather station (Davis wireless Vantage Pro2TM) to record the air temperature, relative air humidity, rainfall data, solar irradiation data, etc., was installed in an area close to the prototypes.

b) In the prototypes

- Onset brand Data loggers, which store air temperature and relative air humidity data, were placed on the geometric center of the inside of each prototype. (Figure 5)
- Thermocouples (type "T", composed by copper wire (+) and constantan (-) with a sheath and plastic insulator) were installed on the internal and external surfaces of the prototypes' roofs, connected to the data acquisition system (DAQ), Universal Quantum X, which has eight reception channels set to record the temperature every second. For the comparative analysis for each pair of prototypes with different types of roofing, the thermocouples were placed on the central points of the roof. Over each thermocouple, small foam cores were placed so that the obtained records favored the measurements with interest, whichever the temperature ranges caused by the direct contact with the internal and external surfaces of the roofs are. In the case of outside surface temperatures in the prototypes with green roofs it was considered that the vegetation itself would re-

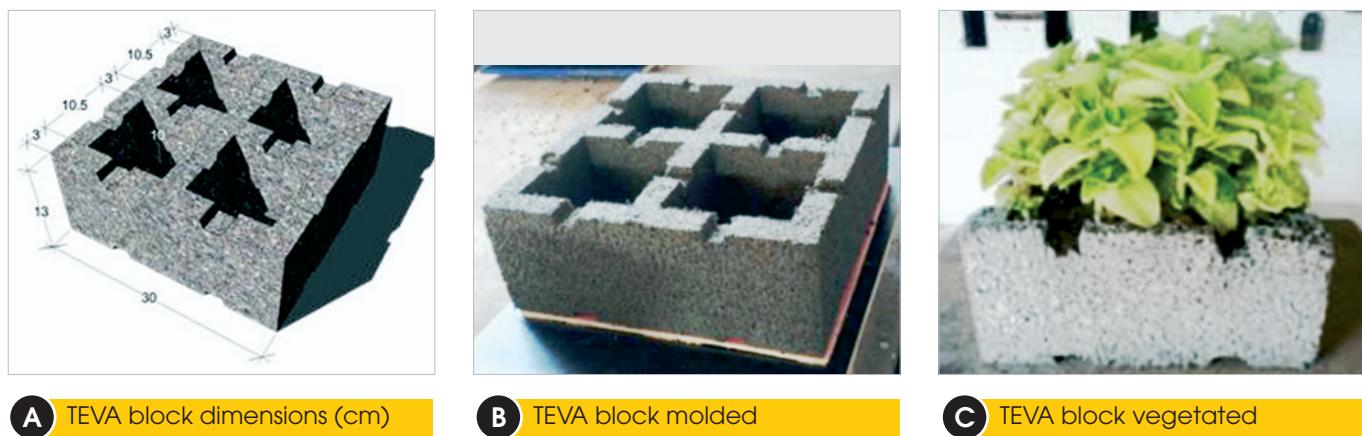


Figure 4
Proposed TEVA block to execute the extensive modular green roof

place the foam cores, as the thermocouple placed on the ground (Figure 5) was shaded by the foliage. For the conventional prototypes, the thermocouples for the record of outside surface temperatures were placed on the roof tiles (ceramics or fiber-cement) and on the exposed slab, being shaded by the small foam cores.

The procedures adopted had the studied performed by Ould-boukhitine *et al.* [15]; Vecchia [16]; Andrade e Roriz [17] e Morais [18] as a reference.

The data collected was systematized in tables and graphs, considering initially the records for internal and external air temperature of the prototypes, for six (6) days of measurements. Next, the typical summer day for the period of measurements was identified, which was used to analyse the thermal behavior of the prototypes that were compared. The identification of the typical summer day had the value of 30.9 °C as a reference for the highest daily temperature, indicated on Table A2 of the NBR 15575-1 [19], corresponding to the city of João Pessoa-PB (Brazil), which is the place where the experiments were performed (in this Table there is also reference of daily temperature range of 6.1 °C for the same city). In this case it was also considered that the day chosen should be preceded by at least another day with similar characteristics, preferably without the occurrence of precipitation (rainfall).

On the second moment of analysis, considering the records for the typical summer day only, all of the records of temperature for each pair of prototypes simultaneously evaluated were presented on the same graph, enabling the verification of the differences in behavior due to internal and external air temperatures, as well as internal and external surface air temperatures in the respec-

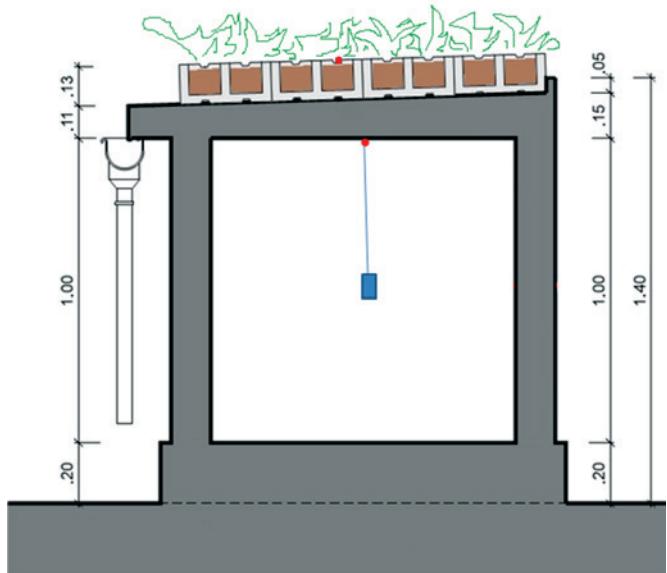


Figure 5

Positioning of the Datalogger (geometric center of the internal space) and of the thermocouples on the surfaces of the internal and external sides of the prototypes' covers (red points)

tive coverings. As a complement to this analysis, the temperature ranges for the surface temperatures on the roof were discussed, considering the internal and external spaces of the prototypes.

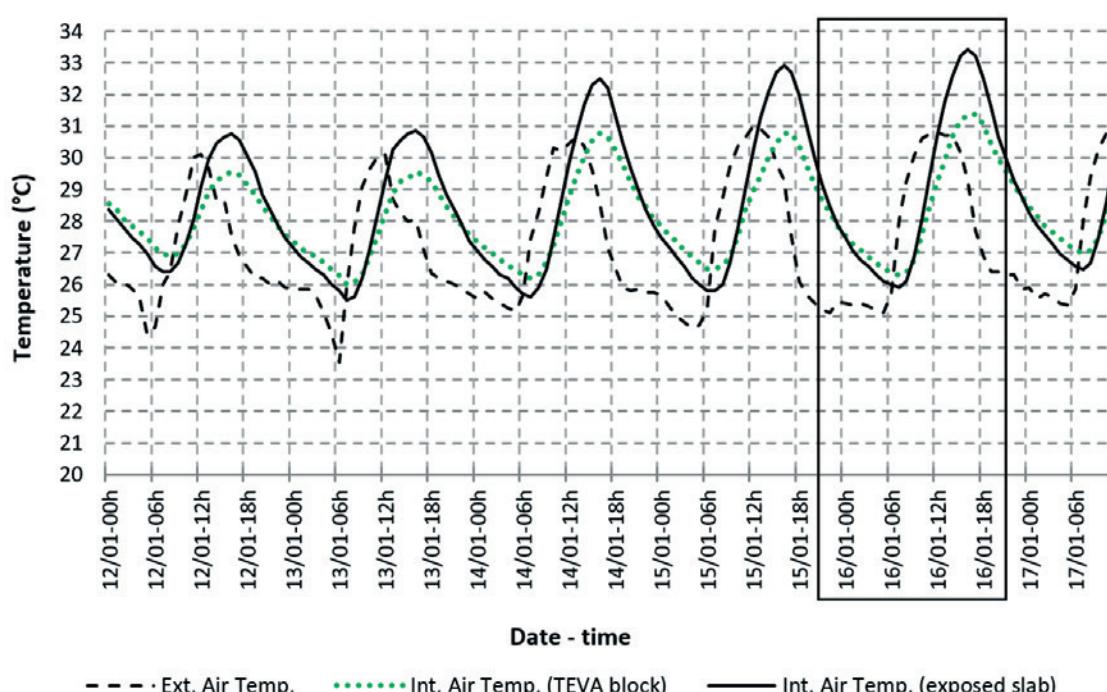


Figure 6

Records for the prototypes with exposed slab and with green roof with TEVA blocks

Table 1

Climatic elements in the prototypes' external environment, used to select the typical summer days (in bold and grey background)

Prototypes	Climatic elements	Dates (month-day)					
		Jan-12	Jan-13	Jan-14	Jan-15	Jan-16	Jan-17
Exposed slab X extensive modular green roof TEVA blocks	Air temperature maximum (°C)	30,6	30,1	31,0	31,1	30,8	31,3
	Daily temperature range (°C)	6,3	6,8	5,5	6,6	5,7	6,7
	Air temperature minimal (°C)	24,3	23,3	25,1	24,5	25,1	24,6
	Relative air humidity max. (%)	94	93	83	84	84	94
	Relative air humidity min. (%)	72	69	65	62	64	67
	Precipitation - rainfall (mm)	5,0	1,4	0,0	0,0	0,0	12,0
	Solar radiation peak (W/m ²)	1.050	1.083	1.059	1.029	1.056	1.060
	Global daily solar rad. (W/m ²)	238,73	258,13	300,27	308,98	317,23	270,98
Prototypes	Climatic elements	Dates (month-day)					
		Jan-05	Jan-06	Jan-07	Jan-08	Jan-09	Jan-10
fiber-cement roof tiles X extensive modular green roof TEVA blocks	Air temperature maximum (°C)	30,5	30,8	30,7	30,6	30,4	30,7
	Daily temperature range (°C)	4,9	5,6	5,9	5,1	5,6	5,5
	Air temperature minimal (°C)	25,6	25,2	24,8	25,5	24,8	25,2
	Relative air humidity max. (%)	85	88	90	89	86	85
	Relative air humidity min. (%)	67	66	63	63	66	66
	Precipitation - rainfall (mm)	0,0	0,0	0,4	1,8	0,4	0,8
	Solar radiation peak (W/m ²)	1.054	1.104	1.094	972	1.077	1.139
	Global daily solar rad. (W/m ²)	296,90	287,15	249,81	256,98	282,25	285,17
Prototypes	Climatic elements	Dates (month-day)					
		Dec-29	Dec-30	Dec-31	Jan-01	Jan-02	Jan-03
ceramic roof tiles X extensive modular green roof TEVA blocks	Air temperature maximum (°C)	30,6	30,9	30,5	31,2	26,8	30,2
	Daily temperature range (°C)	6,2	7,6	5,3	7,8	4,2	8,8
	Air temperature minimal (°C)	24,4	23,3	25,2	23,4	22,6	21,4
	Relative air humidity max. (%)	85	92	87	94	97	97
	Relative air humidity min. (%)	63	64	68	62	83	67
	Precipitation - rainfall (mm)	0,2	0,0	0,0	4,6	22,2	0,2
	Solar radiation peak (W/m ²)	995	960	988	788	640	1.104
	Global daily solar rad. (W/m ²)	304,77	274,31	216,00	189,21	134,65	316,75
Prototypes	Climatic elements	Dates (month-day)					
		Jan-19	Jan-20	Jan-21	Jan-22	Jan-23	Jan-24
extensive modular green roof concrete blocks X extensive modular green roof TEVA blocks	Air temperature maximum (°C)	30,7	31,1	31,4	31,3	31,4	31,1
	Daily temperature range (°C)	5,6	6,3	5,4	6,2	6,1	5,8
	Air temperature minimal (°C)	25,1	24,8	26,0	25,1	25,3	25,3
	Relative air humidity max. (%)	89	85	86	85	87	87
	Relative air humidity min. (%)	70	65	66	65	64	67
	Precipitation - rainfall (mm)	0,2	0,2	0,0	0,2	0,0	0,0
	Solar radiation peak (W/m ²)	1.086	1.060	1.109	1.051	1.072	1.021
	Global daily solar rad. (W/m ²)	309,48	368,39	283,29	299,94	283,29	233,25

4. Results and discussions

In order to characterize the thermal behavior of the green roof proposed with TEVA blocks, the results are analyzed according to the collection of simultaneous records in each two types of covering executed on the prototypes. Initially, the data collected with the green roof with TEVA blocks related to each type of conventional covering is confronted. In the case of the comparison between both green roofs (with concrete blocks and with TEVA blocks) performed afterwards, there is the possibility of identifying the additional contribution of the EVA aggregates (waste from the footwear industry) in the effects of the green roof for the expected improvement of the thermal behavior in the interior of the prototype.

Table 1 presents some climatic elements extracted from data which was recorded by the weather station. Based on the records from the exterior of the prototypes, such as air temperature, relative air humidity and precipitation (rainfall), during the period of measurements, 6 (six) continuous days, the identification of the typical summer days used in each case was made, according to the pairs of coverings under analysis.

Some characteristics of the local climate can be highlighted from the data presented on Table 1, especially for the typical summer days that were selected, to which there is little variation regarding the temperature range (between 5.3 °C and 5.7 °C), the relative air humidity (for the highest, there is a variation between 84 % and 88 %; for the lowest, there is a variation between 64 % and 68 %) and the highest air temperature (between 30.5 °C and 31.4 °C).

4.1 Characterization of the thermal behavior of the Green Roof with TEVA blocks

4.1.1 Regarding the covering with exposed slab

On the typical summer day that was chosen (January 16, 2015) for the analysis of the records with both prototypes, with exposed slab and with the green roof with TEVA blocks, it can be observed that

the highest internal temperature of the prototype with the green roof with TEVA blocks is close to the highest external temperature (Figure 6). This same observation for this prototype can be applied for other days of the week of measurements, with days when the highest internal air temperature was lower than the highest external air temperature even. This same behavior does not apply to the prototype with exposed slab, which always presents a more elevated (2 °C) highest air temperature in the internal environment, with a higher temperature range (approximately 7.5 °C). This result is consistent to the ones achieved in similar studies (MORAIS [18]; JAFFAL [13]) which characterized the reduction of the highest internal air temperature in the areas with green roofs, reaching 3.8 °C and 2.6 °C, for the measurements during summer time, in São Carlos-PB-Brazil and Athens-Greece, respectively.

In the present study, the thermal behavior of the prototype with exposed slab with little damping of the heat flux during the day through its covering is confirmed, although it has high reflectance for being painted in white. Nevertheless, the thermal delay between the highest air temperatures (internal and external) of the prototype, of approximately 5 hours is practically the same for both types of coverings compared.

In Figure 7, it is possible to see the records of the air temperatures (internal and external) and surface temperatures (internal and external) for the typical summer day. The reduction of the highest surface temperature on the internal face of the roof (30 °C) with green roof with TEVA blocks in relation to the highest surface temperature of the external face (34.8 °C) is highlighted here, remaining below the highest external (30.8 °C) and internal (31.4 °C) air temperatures of this prototype. This result is coherent with those achieved by other authors (VECCHIA [16]; ANDRADE e RORIZ [17]; MORAIS [18]; OULDBOUKHITINE et al. [15]).

The same phenomenon does not occur with the prototype with exposed slab, which presents little difference (only 0.6 °C) between the highest internal and external surface temperatures. In this comparison, the effect of the green roof with TEVA blocks in the reduction of the internal air and surface temperatures of the prototype is well characterized.

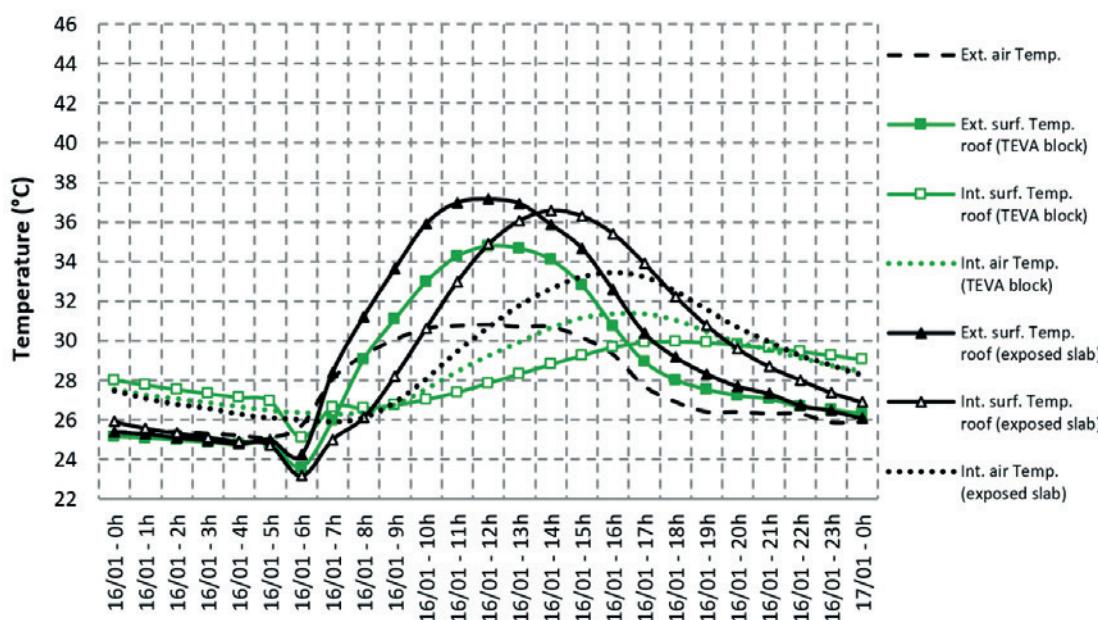


Figure 7

Thermal behavior of the prototype with green roof with TEVA blocks over the slab and of the prototype with exposed slab, on the typical summer day selected

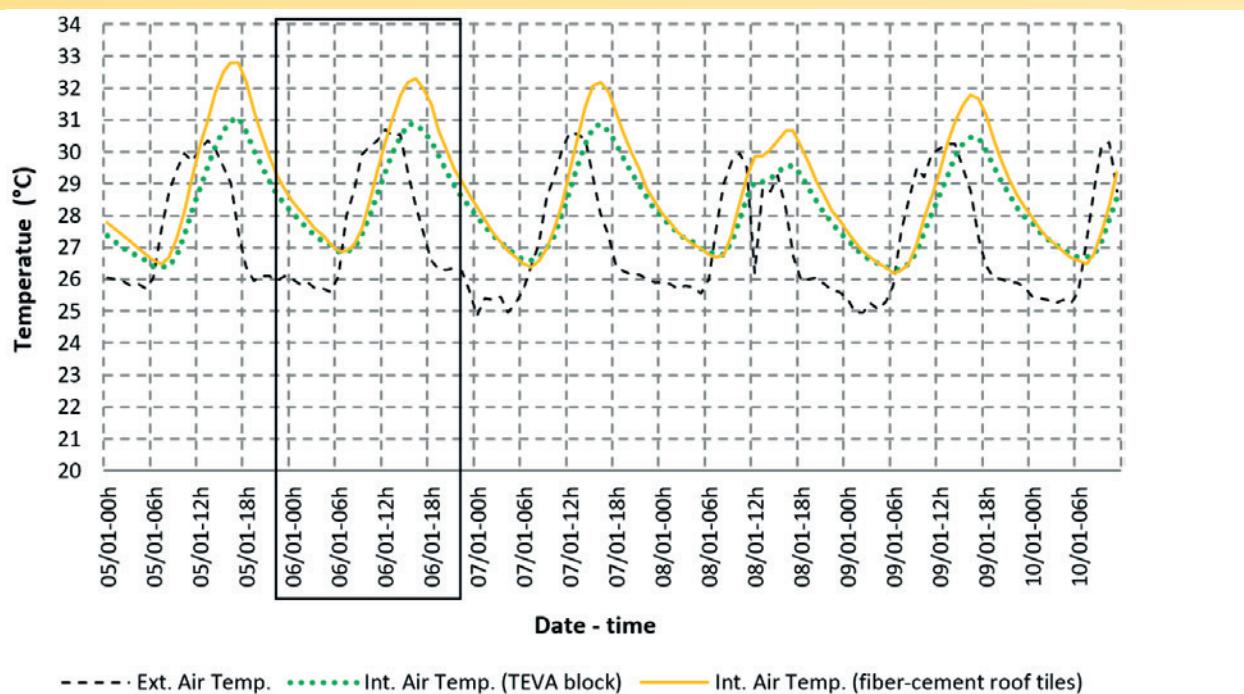


Figure 8

Records for the prototypes with fiber-cement roof tiles and with green roof with TEVA blocks

4.1.2 Regarding the covering with fiber-cement roof tile on the slab

For the characterization of the thermal behavior of the green roof with TEVA blocks regarding the covering with fiber-cement roof tiles, it is observed that for the comparison between the external air temperature and the internal air temperatures, for each prototype that was analyzed, the differences are again remarkable.

In the prototype with a fiber-cement roof tile cover, the internal air temperature is significantly more elevated than the same ones registered in the prototype with green roof with TEVA blocks cover, with the latter being very close to the external air temperature. This can be observed for the typical summer day that was analyzed (January 6, 2015) and for the other days of the week of measurements, according to what can be seen in Figure 8.

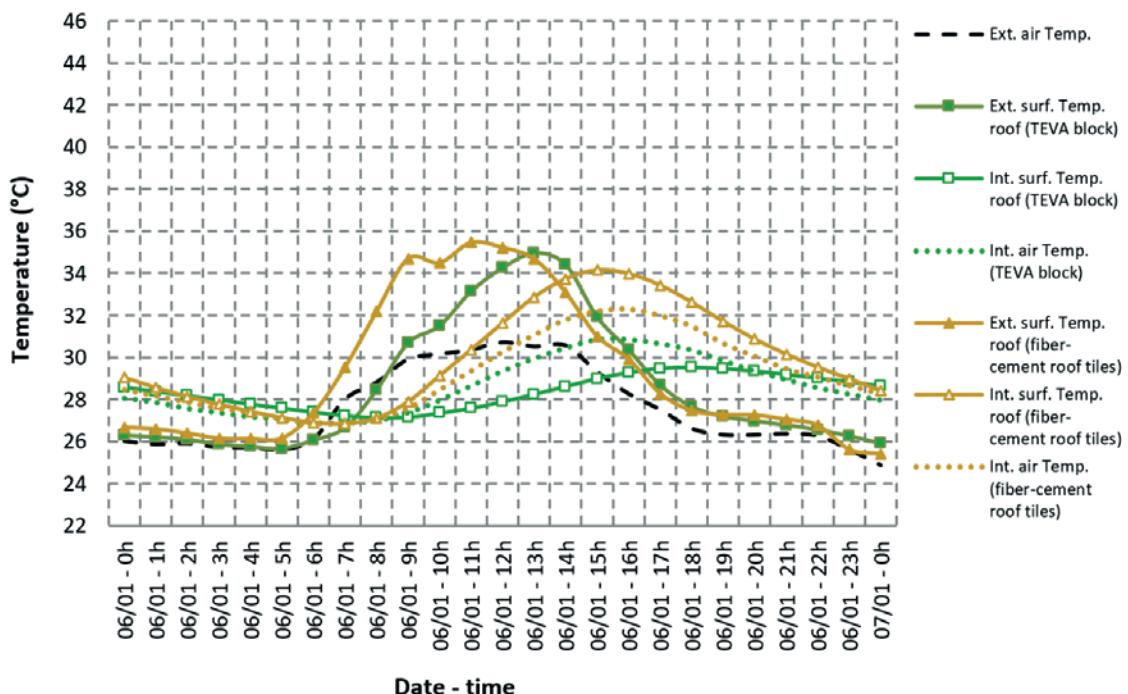
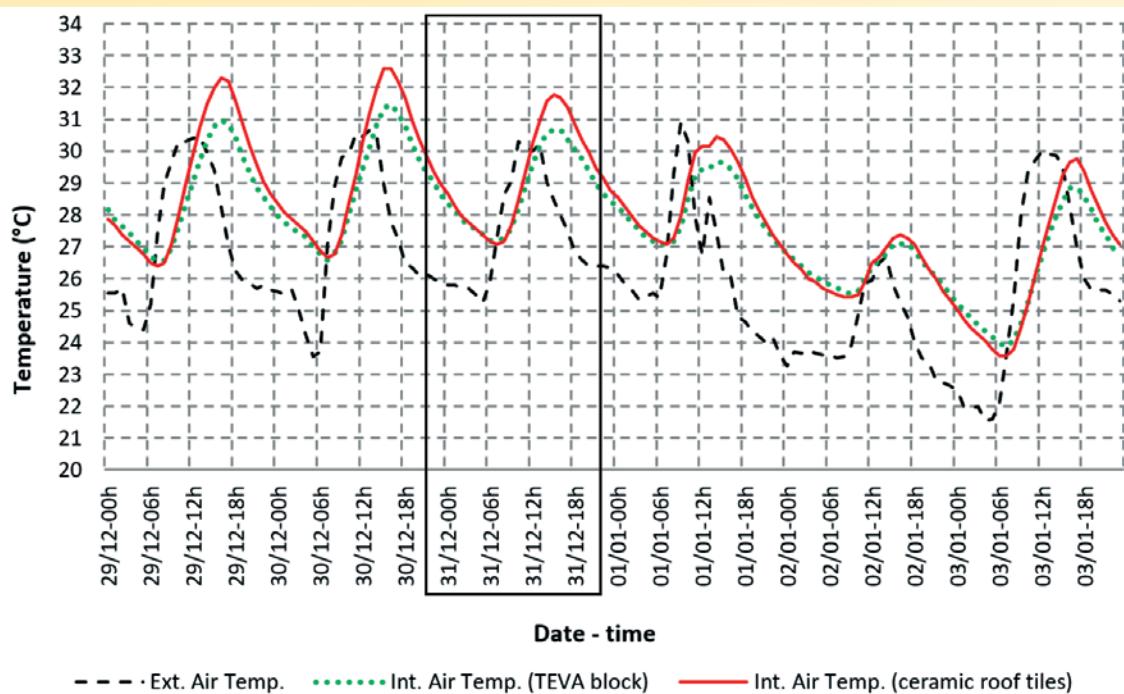


Figure 9

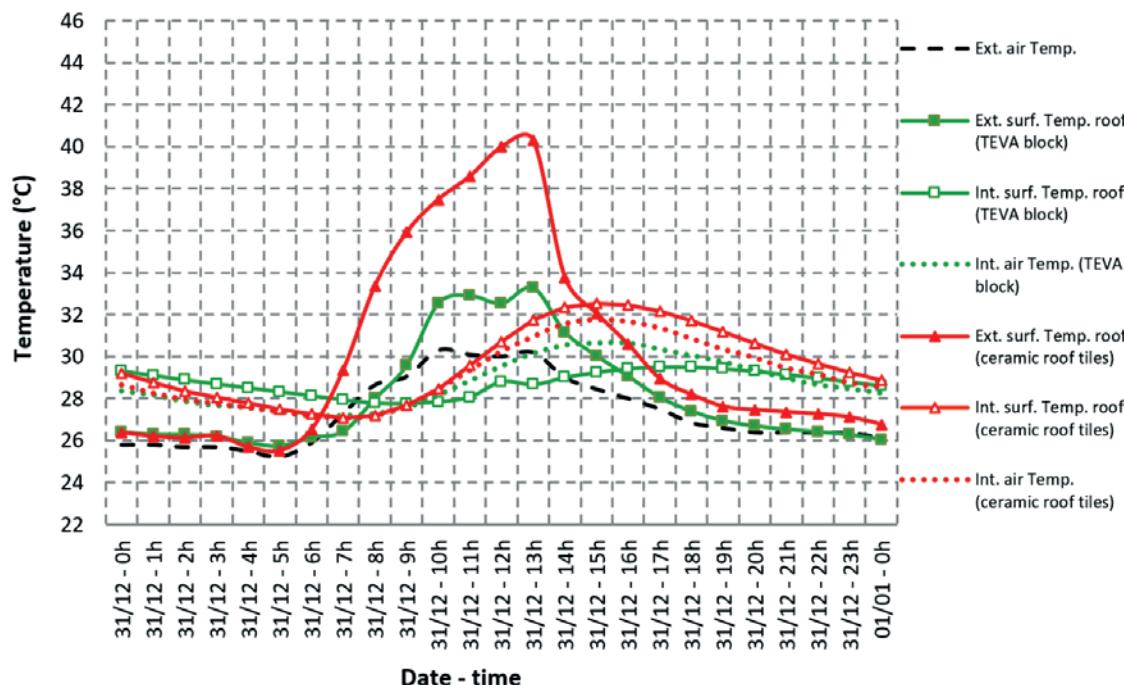
Thermal behavior of the prototype with a green roof with TEVA blocks on the slab and of the prototype with fiber-cement roof tiles on the slab, on the chosen typical summer day

**Figure 10**

Records for the prototypes with ceramic roof tiles and with green roof with TEVA blocks

Figure 9 presents the thermal behavior of both prototypes with different coverings, gathering all the records of temperatures that were analyzed. Once again, as expected, the internal surface temperatures of the roof of the prototype with a green roof with TEVA blocks remain lower during practically the whole daytime period and part of the night time period, when compared to the internal surface temperatures of the roof of the prototype with fiber-cement roof tiles on the slab. The same behavior can be observed in the

comparison between the internal air temperatures of both prototypes, but in this case, such temperatures remain lower for the prototype with green roof, during the whole time (day and night), resulting in lower temperature ranges. From these results, it is confirmed that the biggest reduction in internal air temperatures occur in the prototype with a green roof with TEVA blocks, especially during the period of highest solar irradiation. This behavior is similar to the one observed during the previous comparison, which confirms

**Figure 11**

Thermal behavior of the prototype with the green roof with TEVA blocks on the slab and of the prototype with ceramic roof tiles on the slab, on the selected typical summer day

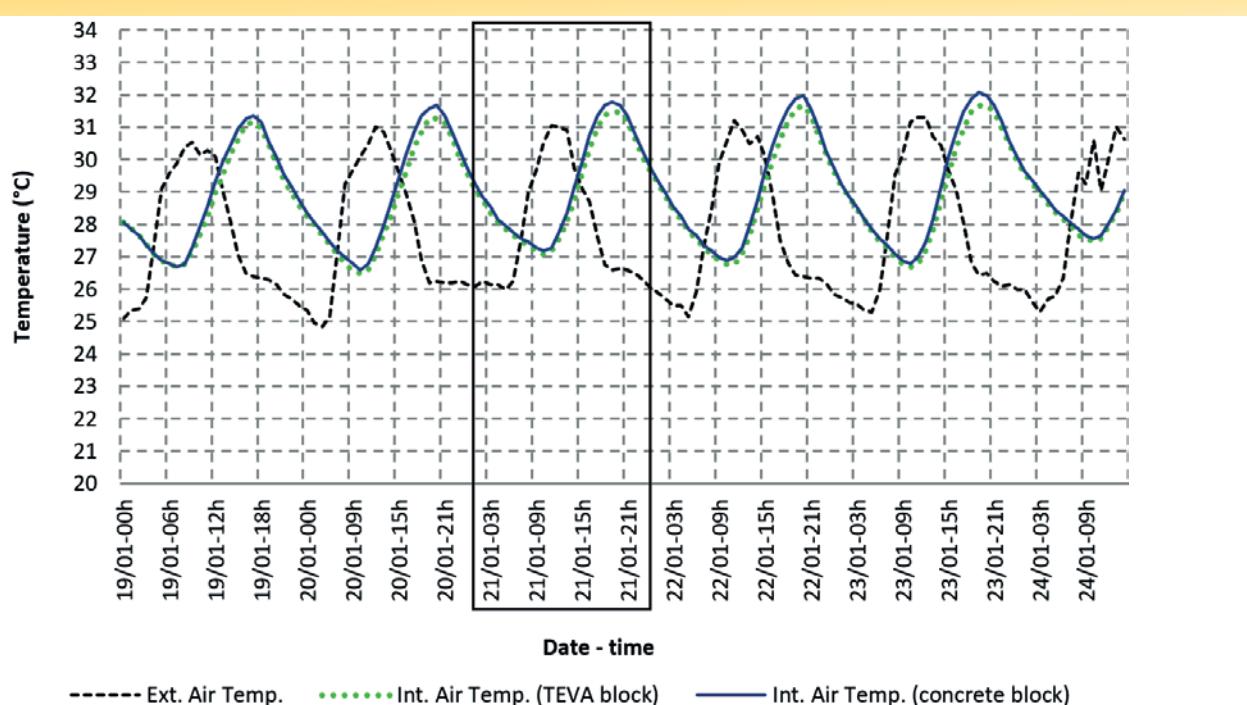


Figure 12

Comparison between the prototypes with green roofs with concrete blocks and with TEVA blocks

the capacity of the proposed green roof with TEVA blocks of reducing the internal surface and air temperatures of the prototype.

4.1.3 Regarding the ceramic roof tile covering on the slab

The characterization of the thermal behavior of the green roof with TEVA blocks regarding the ceramic roof tile covering is discussed based on the records presented in Figure 10. The internal air temperature of the prototype with a green roof with TEVA blocks was lower for the typical summer day (December 31, 2014) and during the whole week of measurements (except for January 02, 2015), when compared to the prototype with a ceramic roof tile covering. Practically, the same thermal delay (5 hours) in relation to the external air temperature is characterized for both prototypes. The records made on January 02, 2015 are atypical, with lower highest internal air temperatures, which are also very similar between both prototypes. Actually, on this day there was a higher precipitation (rainfall) over the analyzed prototypes, which can justify the result, considering the characteristic of the ceramic material (of the roof tiles), that certainly absorbs a lot of humidity during the rain. Therefore, this can be an additional contributing factor for the reduction of the internal air temperatures of this prototype, during this specific day of measurements. The absorption of humidity by the green roof must also favor the lowering of the internal air temperature. The evaporative cooling of both the ceramic roof tiles and the vegetated TEVA blocks coverings, on the respective slabs of the prototypes, results in similar thermal behaviors for both types of coverings during this atypical day.

In Figure 11, it is observed that the internal surface temperatures of the roof of the prototype with a green roof with TEVA blocks are lower during the whole period between 9 a.m. and midnight, when compared to the internal surface temperatures of the roof of the prototype with ceramic roof tile. According to what has been observed in both previous cases, only on the records for the prototype with a green roof with TEVA blocks it is verified that its internal air temperature remains higher than the internal surface

temperature of the roof itself, during most of the day (morning and afternoon), which corresponds to the period of highest solar irradiation on the covering. In this case, it is important to highlight the smaller contribution of the covering for the increase of the internal air temperature of the prototype, only when the green roof with EVA blocks is present. In the comparison between the internal air temperatures of both prototypes that were analyzed (green roof with TEVA blocks X ceramic roof tiles) it is noticed again that the lower temperature is for the prototype with the green roof with TEVA blocks, which results in lower temperature ranges. Once again, this confirms the capacity of this type of proposed green roof to lower the internal temperatures.

4.2 Comparison between green roofs: concrete blocks versus TEVA blocks

In Figure 12, it can be seen that the internal air temperature of the prototype with a green roof with TEVA blocks is always slightly lower when compared to the prototype with a green roof with concrete blocks, including the temperature for the typical summer day (January 21, 2015). Considering that the only difference between both green roofs that were compared is the presence of EVA waste in the TEVA blocks, the additional contribution for the thermal insulation of the green roof proposed with this component can be confirmed here. It can also be noticed how the highest internal and external air temperatures of the prototypes present very close values, unlike the previous analysis of the comparison with the conventional roofs (exposed slab, fiber-cement roof tile on the slab and ceramics roof tile on the slab).

It is noticed here that there are also slight differences between the results obtained from both prototypes for the other temperature records. In fact, in Figure 13, it is noticeable that both green roofs, with TEVA blocks and with concrete blocks, present similar highest internal air temperatures (31.5°C and 31.8°C) and they are very close to the highest external air temperature (31.1°C), with highlight for the thermal delays of 5 hours. However, only the green

roof with TEVA blocks is able to maintain the internal surface temperature of the roof lower (approximately 1 °C) when compared to the internal air temperature, between 9 a.m. and 7 p.m., which is a very interesting differentiation in the thermal characterization of the TEVA block. This way, the additional contribution of the EVA aggregates (waste from the footwear industry) is well evidenced for the effects on the proposed green roof with TEVA blocks for the expected improvement of the thermal behavior of this prototype's covering.

Regardless, the differences between both green roofs that were compared are considered small, with the determining factor for their thermal behavior being the presence of the substrate and of the vegetation in similar conditions. The blocks, as modules with the same geometry to receive the vegetation, according to what was proposed here, give their contribution, certainly smaller, as the factors that seem to interfere more in the thermal behavior of the green roof seem to be related to the organic part of the system, in other words, the height of the substrate and how much the vegetation densifies. In this case, it is suitable to remember that there is practically no difference between the highlighted variables (substrate's height and vegetation's type of densification in the interior of blocks) in the comparative analysis of the green roofs with TEVA and with concrete blocks that was carried out.

Therefore, despite the slight differences found between both types of green roof that were compared, the identification of the additional contribution of the EVA waste, as a light aggregate present in the TEVA blocks, which favored an additional lowering of the thermal load to the interior of the prototype, can be conclusive.

4.3 Analysis of the temperature ranges for the surface temperatures of the roofs

Table 2 presents data related to the temperature ranges for the internal and external surface temperatures of each evaluated prototype's roof. As it can be noticed, the temperature ranges, consider-

ing the surface temperatures for the prototype with exposed slab, both in the external (12.9 °C) and internal (13.4 °C) environments are very high and similar. In relation to the prototype with green roof with TEVA blocks, these temperature ranges are significantly different, when the external and internal surfaces are compared. The external temperature range (11.1 °C) is close to what was obtained for the exposed slab, however the great difference is found in the analysis for the internal environment, with the temperature range of the prototype with the green roof with TEVA blocks, which is reduced to less than half (4.8 °C). The significant reduction of the highest surface temperature of the internal face of the roof (6.6 °C) is highlighted, when both prototypes – green roof with TEVA blocks and exposed slab – are compared.

On the other hand, in regards to the lowest internal surface temperatures, it is verified that they are similar, between 23.1 °C and 25.1 °C, for both prototypes, but the highest value is observed in the prototype with the green roof with TEVA blocks. This behavior is justified by the higher inertia of the green roof, since if on the one hand this roof reduces the surface temperature peak on the internal face of the roof of the prototype during the day, on the other hand, it hampers the reduction of the low temperature on this same face of the roof during the night, resulting in lower temperature ranges. The results obtained in other studies (MORAIS [18]; VECCHIA [16]; ANDRADE e RORIZ [17]) corroborate the behavior that was highlighted here.

In relation to the temperature ranges calculated from the surface temperature of the roof on its different faces (internal and external) of the covering of the prototypes that were compared, it is noticed that the values are similar for the green roof with TEVA blocks and for the fiber-cement roof (9.3 °C and 10.0 °C), considering the external records, which does not happen when the temperature ranges for the internal surface temperatures are compared. As for the green roof with TEVA blocks its value (2.3 °C) is practically 1/3 of what was verified for the covering with fiber-cement roof tiles on the slab (7.3 °C). It is also observed that the temperature range of the prototype

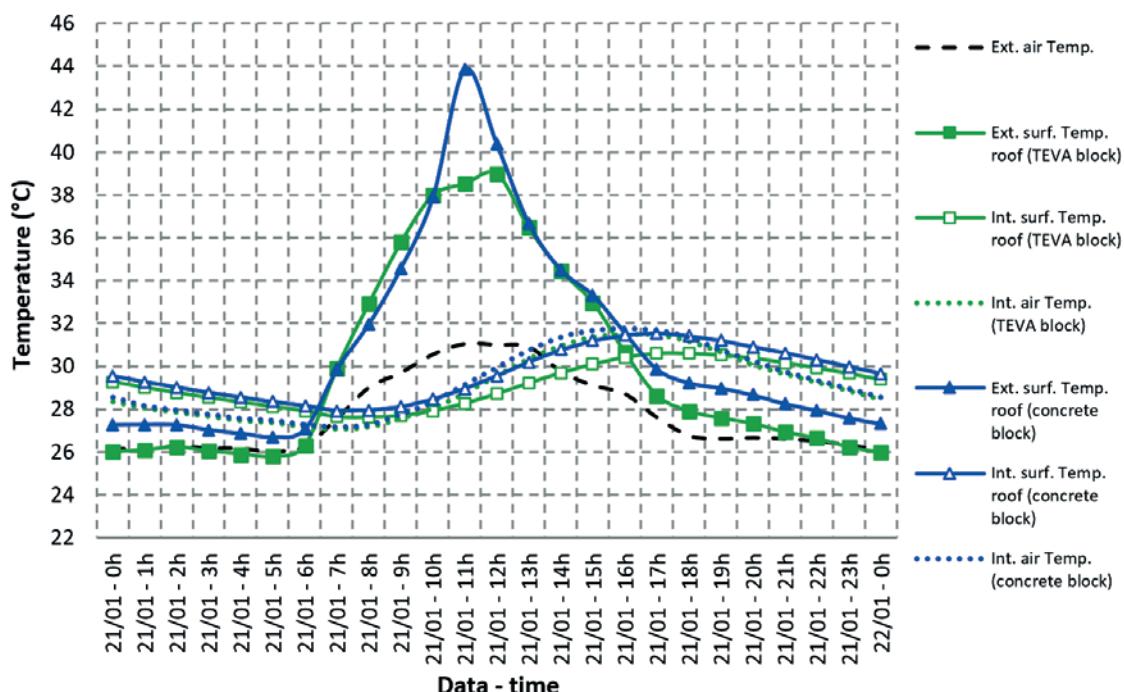


Figure 13

Comparative thermal behavior between the prototype with a green roof with TEVA blocks on the slab and the prototype with a green roof with concrete blocks on the slab, on the selected typical summer day

Table 2

Temperature ranges for the internal and external surface temperatures of the roofs of the prototypes

Surface temperatures prototypes roof (°C)		Measurements for typical summer day: 16-01-2015	
		Extensive modular green roof TEVA blocks	Exposed slab
External	Temperature maximum	34,7	37,1
	Temperature range	11,1	12,9
	Temperature minimum	23,5	24,2
Internal	Temperature maximum	29,9	36,5
	Temperature range	4,8	13,4
	Temperature minimum	25,1	23,1

Surface temperatures prototypes roof (°C)		Measurements for typical summer day: 06-01-2015	
		Extensive modular green roof TEVA blocks	Fiber-cement roof tiles
External	Temperature maximum	34,9	35,4
	Temperature range	9,3	10,0
	Temperature minimum	25,6	25,4
Internal	Temperature maximum	29,5	34,1
	Temperature range	2,3	7,3
	Temperature minimum	27,1	26,8

Surface temperatures prototypes roof (°C)		Measurements for typical summer day: 31-12-2014	
		Extensive modular green roof TEVA blocks	Ceramic roof tile
External	Temperature maximum	33,2	40,2
	Temperature range	7,5	14,7
	Temperature minimum	25,7	25,5
Internal	Temperature maximum	29,5	32,5
	Temperature range	1,7	5,4
	Temperature minimum	27,7	27,0

Surface temperatures prototypes roof (°C)		Measurements for typical summer day: 21-01-2015	
		Extensive modular green roof TEVA blocks	Extensive modular green roof concrete blocks
External	Temperature maximum	38,9	43,8
	Temperature range	13,2	17,1
	Temperature minimum	25,7	26,7
Internal	Temperature maximum	30,6	31,5
	Temperature range	2,9	3,6
	Temperature minimum	27,6	27,9

with the green roof with TEVA blocks, considering the records for the internal and external surface temperatures, is around 75 % lower for the internal environment, which confirms the capacity of this type of green roof to lower the internal temperatures. Just as it happened in the previous case the lowest internal surface temperature (27.1 °C) remains higher for the prototype with the green roof with TEVA blocks. Again, the effect of the higher thermal inertia for the green roof is confirmed, being characterized by the lower and higher values for the highest and lowest surface temperatures, respectively, on the internal face of the prototype's roof.

Differently from both previous cases, the temperature ranges related to the surface temperatures, in relation to both external and internal environments, were very different and a lot lower for the prototype with the green roof with TEVA blocks, when compared to the prototype with the ceramic roof. For the typical summer day (December 31, 2014), the prototype with the ceramic roof tiles covering on the slab presented a very high external surface temperature (40.2 °C), which resulted in a higher temperature range (14.7 °C). On the other hand, the same temperature range for the prototype with the green roof with EVA blocks was around half of that (7.5 °C). It is also noted that there is a higher reduction in temperature range of the surface temperature in the internal face of the roof, when both prototypes are compared, with the green roof with TEVA blocks having the lowest value (1.7 °C). Certainly, this behavior also contributes for the larger reduction of the internal air temperature of this prototype, which is more notable during the day with higher solar irradiation.

It can also be observed that only for the prototype with the green roof with TEVA blocks it is possible to record a high internal surface temperature of the roof that is lower than 30 °C, when compared to the three other prototypes: exposed slab, fiber-cement roof tiles over the slab and ceramic roof tiles over the slab. On the other hand, like the previous comparisons, the green roof keeps the internal lowest surface temperature on the roof slightly higher, which confirms the effect of its higher thermal inertia.

Lastly, it can be seen that the temperature ranges related to the internal surface temperatures of both different types of green roofs are very close to each other (2.9 °C and 3.6 °C, if compared to the results from other types of covering (previous cases)). However, the surface temperatures, highest and lowest, in the internal and external environments of the prototypes are always lower for the green roof with TEVA blocks covering, which also always results in lower temperature ranges for this type of covering. It is worth mentioning that in the present study, this phenomenon is only identified in this comparison between both green roofs. This reinforces the evidence of the contribution of the only variable under analysis, which is the presence of the EVA aggregates (waste from the footwear industry) in the TEVA blocks, which received the vegetation. Thus, this result also confirms the effects of the presence of the EVA aggregate in the TEVA block used in the green roof, improving the thermal behavior in the internal environment of the prototype.

5. Conclusions

Considering the measurement conditions in the compared prototypes and the analysis of the results for the typical summer day, in a hot and humid climate, it can be concluded that:

- The conventional coverings (exposed slab, fiber-cement roof tiles on the slab and ceramics on the slab) in the evaluated prototypes were responsible for maintaining the internal air temperatures between 1 °C and 2 °C higher when compared to the prototype with the proposed green roof with TEVA blocks;
- The green roof with TEVA blocks system, when compared to the conventional coverings, also enabled a higher surface temperature reduction on the roof, in the internal environment of the prototype, characterizing the lowest temperature ranges, the highest thermal delays and the highest thermal inertias;
- The green roof with TEVA blocks covering was notable for presenting a surface temperature of the roof that was lower than the internal air temperature of the evaluated prototype.

Such conclusions corroborate the thermal behavior of the proposed green roof, characterizing its capacity for insulation, which is coherent with the lower thermal transmittance and higher thermal resistance of this covering system, when compared to the conventional ones.

By making the comparison between prototypes with the same green roof, but executed with different types of blocks (TEVA blocks x concrete blocks), it is possible to conclude that:

- With the use of the TEVA block, the temperatures (highest and lowest) and temperature ranges were lower, which shows the effect of the only variable under analysis, the presence of the EVA waste;
- The presence of the EVA waste in the TEVA blocks enabled that additional reduction, of approximately 1 °C, in the highest internal surface temperature of the prototype in relation to the highest air temperature in the interior of the prototype.

Therefore, the present study made it possible to prove that the presence of EVA aggregates, that come from the footwear industry waste, in the TEVA blocks, additionally contributes for the reduction of the internal (air and surface) temperatures of the environment under the green roof. This is very useful to add quality to the built environment and value to the recycling process of the EVA waste, in the manufacturing of new re-usable products in the civil construction. Beyond this aspect, it is highlighted that the proposal of the extensive modular green roof system with TEVA blocks has the potential for an alternative destination for the waste from the footwear industry.

6. Acknowledgments

To the CAPES for the partial financing of the present research; to the NUPPA-UFPB for providing the space for the construction of the prototypes; to the Technology Center Labs (especially LABEME) of the Institution (UFPB), for the support given for the execution of this research.

7. References

- [1] BERARDI, Umberto; GHAFFARIANHOSEINI, AmirHosein; GHAFFARIANHOSEINI, Ali. State-of-the-art analysis of the environmental benefits of green roofs. *Applied Energy*, Vol. 115, pp. 411–428, 2014.
- [2] BIANCHINI, F., HEWAGE, K. How “green” are the green

- roofs? Lifecycle analysis of green roof materials. *Building and environment*, Vol. 48, pp. 57-65, 2012.
- [3] ZATTERA, A. J.; BIANCHI, O.; ZENI, M.; FERREIRA, C. A. Caracterização de Resíduos de Copolímeros de Etileno-Acetato de Vinila – EVA. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, Vol. 15, n° 1, pp. 73-78, 2005.
- [4] GARLET, G. Aproveitamento de resíduos de EVA (Ethylene Vinyl Acetate) como agregado para concreto leve na construção civil. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS, Porto Alegre-RS, 1998.
- [5] BEZERRA, A. J. V. Utilização do resíduo da indústria de calçados (EVA – Etileno Acetato de Vinila) como agregado leve na produção de blocos vazados de concreto para alvenaria sem função estrutural. 115p. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande-PB, 2002.
- [6] HAX, S.P.P. Estudo do potencial dos resíduos de E.V.A. no isolamento de ruído de impacto nas edificações. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal de Santa Maria-UFSM, Santa Maria-RS, 2002.
- [7] POLARI FILHO, R. S. Contribuição ao processo de reciclagem dos resíduos da indústria de calçados na construção civil: bloco EVA uma alternativa às alvenarias das construções. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, 2005.
- [8] ROCHA, F. M. D. Aproveitamento de resíduos sólidos industriais em materiais alternativos na perspectiva da construção seca: bloco EVA – intertravamento e racionalização das alvenarias. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, 2008.
- [9] MELO, A. B., LIMA FILHO, M. R. F. Avaliação de desempenho estrutural de protótipo com paredes construídas com blocos EVA. *Ambiente Construído*, Vol. 9, nº4, pp. 141-155, Out/Dez. 2009.
- [10] SANTOS, F. A. Avaliação de placas cimentícias com resíduo de EVA quanto ao seu nível de isolamento acústico em sistemas de pisos flutuantes. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, 2013.
- [11] TUTIKAN, B.F; NUNES, M.F.O; LEAL, L.C.; MARQUETTO, L. Hormigón ligero con agregado reciclado de EVA para atenuación del ruido de impacto (Lightweight concrete with EVA recycled aggregate for impact noise attenuation). *Materiales de Construcción*, Vol. 63, pp. 309-316, 2013.
- [12] CASTLETON, H.F.; STOVIN, V.; BECK, S.B.M.; DAVISON, J.B. Green roofs; Building energy savings and the potential for retrofit. *Energy and Buildings*, Vol. 42, pp. 1582-1591. 2010.
- [13] JAFFAL, I.; OULDBOUKHITINE, S.; BELARBI R. A comprehensive study of the impact of green roofs on building energy performance. *Renewable Energy*, Vol. 43, pp. 157–164, 2012.
- [14] DEL BARRIO, E. P. Analysis of the green roofs cooling potential in buildings. *Energy and Buildings*, Vol. 27, pp. 179-193, 1998.
- [15] OULDBOUKHITINE, S.; BELARBI, R.; JAFFAL, I.; TRABELSI, A. Assessment of green roof thermal behavior: A coupled heat and mass transfer mode. *Building and Environment* Vol. 46, pp. 2624-2631, 2011.
- [16] VECCHIA, F. (2005). Cobertura Verde Leve (CVL): Ensaio Experimental. In: VI Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído (ENCAC) e IV Encontro Latino-americano sobre Conforto no Ambiente Construído (ELACAC), Maceió, Alagoas, Brasil, 2005.
- [17] ANDRADE, N. C.; RORIZ, M. Comportamento térmico de cobertura verde utilizando a grama Brachiaria Humidicola na cidade de São Carlos, SP. In: X Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído e VI Encontro Latino-americano de Conforto no Ambiente Construído, Natal- RN, Brasil, 2009.
- [18] MORAIS, C. S. Desempenho térmico de coberturas vegetais em edificações na cidade de São Carlos- SP. *Dissertação (Mestrado)*- Universidade Federal de São Carlos-UFSCar, São Carlos-SP, 2004.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1: Edificações Habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

Cement blocks with EVA waste for extensive modular green roof: contribution of components in thermal insulation

Blocos cimentícios com resíduos de EVA para telhado verde extensivo modular: contribuição dos componentes no isolamento térmico

A. B. de MELO ^a
aluisiobmelo@hotmail.com

T. N. M. MENDONÇA ^b
tatyanemartinn@gmail.com

Abstract

Vegetated roofs can contribute to the quality of the environment in many ways, especially in the reduction of heat transfer to the internal environment of buildings. Among the techniques available to execute this kind of coverage, the use of cemented lightweight blocks is proposed to be compatible with the extensive modular green roof system. For cemented lightweight blocks that are produced with aggregates of EVA (waste from footwear industries), an additional contribution of thermal insulation capacity of the proposed green roof is expected. This article aims to demonstrate such contribution through measurements performed on prototypes in hot and humid weather conditions. After characterizing the thermal insulation capacity of the proposed green roof with reference to different types of conventional coverage, the additional contribution of the component used in this green roof was identified by making comparisons with measurements collected from another green roof that was executed with cement blocks without the presence of EVA aggregates. In these experiments, external and internal surface temperatures were collected in the coverage of each prototype as well as the air temperatures in the external and internal environments. From the analysis of data for a typical summer day, it was possible to confirm that the proposed green roof presented the lowest thermal amplitudes, considering air and surface temperatures. The presence of aggregates of EVA in the proposed blocks contributed to the reduction of internal temperatures.

Keywords: extensive green roof, thermal behavior, EVA residue, cement block.

Resumo

As coberturas vegetadas podem contribuir de várias maneiras na qualidade do meio ambiente, sendo destacada a redução na transferência de calor para os ambientes internos das edificações. Dentre as técnicas disponíveis para execução desse tipo de cobertura propõe-se o uso de blocos cimentícios leves compatíveis com o sistema de telhado verde extensivo modular. Para os blocos cimentícios leves, produzidos com agregados de EVA (resíduos da indústria de calçados), espera-se uma contribuição adicional na capacidade de isolamento térmico do telhado verde proposto. No presente artigo, pretende-se demonstrar tal contribuição, através de medições realizadas em protótipos na condição de clima quente e úmido. Após caracterizar a capacidade de isolamento térmico do telhado verde proposto, tendo como referência diferentes tipos de coberturas convencionais, foi identificada a contribuição adicional do componente utilizado nesse telhado verde, fazendo comparações com medições coletadas em outro telhado verde, executado com blocos cimentícios sem a presença dos agregados de EVA. Nos experimentos, foram coletadas temperaturas superficiais externas e internas em cada cobertura dos protótipos, bem como as temperaturas do ar nos ambientes externo e interno. A partir da análise dos dados para o dia típico de verão foi possível confirmar que o telhado verde proposto apresentou as mais baixas amplitudes térmicas, considerando as temperaturas do ar e superficiais internas. A presença dos agregados de EVA nos blocos propostos contribuiu na redução das temperaturas internas.

Palavras-chave: telhado verde extensivo, comportamento térmico, resíduo de EVA, bloco cimentício.

^a Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Arquitetura e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Centro de Tecnologia, João Pessoa – PB, Brasil;

^b Universidade Federal da Paraíba, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia, João Pessoa – PB, Brasil.

Received: 05 Nov 2015 • Accepted: 14 Apr 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

As propostas que visam à redução de consumo energético no ambiente construído são cada vez mais necessárias, sendo importante o desenvolvimento de alternativas com uso de tecnologia que amortizam a demanda de energia nas edificações. Nessa perspectiva, os telhados verdes nas edificações têm se mostrado como alternativa eficiente na redução do consumo energético nas edificações (BERARDI *et al.* [1]) para resfriamento dos ambientes internos em climas quentes, mas também em vários aspectos relacionados à sustentabilidade ambiental. Por exemplo, na revisão do estado da arte sobre o tema telhados verdes (BERARDI *et al.* [1] percebe-se que eles podem contribuir para reduzir as ilhas de calor urbanas, para mitigar a poluição do ar, para diminuir os fluxos das águas pluviais nos sistemas de drenagem urbanos, para minorar os ruídos e aumentar a biodiversidade, entre outros.

Sobre a classificação dos telhados verdes destacam-se os principais atributos consolidados na literatura (BERARDI *et al.* [1]) para o tipo extensivo, que corresponde ao sistema mais leve, com sobre carga máxima na laje limitada até 150 kg/m², que utiliza plantas de pequeno porte e tem o processo construtivo facilitado e simplificado manutenção, com pouca necessidade de irrigação, sendo baixo o seu custo de execução.

Quanto aos materiais utilizados na elaboração dos telhados verdes o destaque é para que sejam coerentes com a proposta de sustentabilidade ambiental. Então, de acordo com Bianchini e Hewage [2] embora se considere benéfico instalar telhados verdes com materiais poliméricos, para que esse tipo de cobertura seja considerado ambientalmente adequado, na sua instalação deve-se priorizar o uso de materiais reciclados e que gerem poucos resíduos e poluentes em seu processo de fabricação, além de demandar pouca energia.

De fato, nessa perspectiva, o uso de concretos leves com resíduos da indústria de calçados (Etileno Acetato de Vinila – EVA) para produzir módulos para executar o sistema de telhado verde extensivo modular parece estar alinhado com essa discussão. Nesse sentido, há de se destacar que deve ser avaliado o potencial de valoração ambiental do produto, incluindo a identificação de suas

possíveis contribuições na melhoria de qualidade do ambiente construído. A possibilidade de consolidar os referidos módulos como alternativa para o destino adequado do resíduo de EVA deve ser vista também como importante contribuição para minorar os problemas ambientais, decorrentes dos seus crescentes volumes de descarte gerados em regiões polos calçadistas.

Sabe-se que o Etileno Acetato de Vinila (EVA) é um copolímero muito utilizado na indústria calçadista na confecção de placas expandidas, que são posteriormente cortadas no formato de palmilhas e entressollas, momento no qual se geram bastante resíduos. Esse tipo de resíduo gerado pela indústria calçadista, conforme estudos realizados na região sul do Brasil, foram superiores a 200 toneladas/mês em 2001 com o maior volume resultante dos cortes de placas expandidas para produzir os calçados (ZATTERA *et al.* [3]). Este resíduo vem sendo investigado (GARLET [4]) no propósito de avaliar o seu potencial de reciclagem como agregado para elaboração de concreto leve, tendo sido exploradas várias possibilidades de aplicações em diversos subsistemas construtivos, dentre elas como elementos de vedação vertical, como enchimento de lajes rebaixadas, como pisos flutuantes etc. (BEZERRA [5]; HAX [6], POLARI FILHO [7]; ROCHA [8]; MELO e LIMA FILHO [9], SANTOS [10]; TUTIKAN *et al.* [11]).

Na Paraíba, a indústria calçadista, dotada de significativa força econômica no Estado, produz anualmente grandes quantidades de resíduos, retalhos que não podem ser totalmente reutilizados na própria indústria. No caso, dentre os resíduos destacam-se as sobras de placas de Etileno Acetato de Vinila (EVA). Com a dificuldade de armazenar todo o volume de EVA residual, algumas indústrias têm encaminhado seus resíduos para indústrias cimenteiras localizadas na região, que os utilizam como combustível para alimentar seus fornos na produção do clínquer.

A proposta de reciclagem do resíduo de EVA em blocos cimentícios como tecnologia aplicável na execução de telhado verde extensivo modular potencializa vários ganhos ambientais em diferentes escala. Na escala da cidade, para além da redução dos impactos ambientais, pela viabilização para a destinação alternativa dos resíduos industriais em questão, tem-se a possibilidade de agregar os amplos benefícios ao meio ambiente urbano em seus aspectos climáticos,



Figura 1

Telhado verde extensivo modular proposto com blocos TEVA (áreas parcialmente vegetadas)

hidrológicos etc., considerando que se pode favorecer a disseminação da adoção do telhado verde nas edificações no espaço urbano, baseando-se numa proposta que se mostre com facilidade de execução e manutenção. Na escala do edifício, tem-se a possibilidade de acrescentar benefícios promovidos pelos telhados verdes, devido ao uso dos resíduos de EVA, que são transformados em agregados leves, dos quais se espera, por exemplo, contribuições adicionais na redução dos fluxos de calor através das coberturas.

Nesse sentido, ao mesmo tempo em que é necessário incentivar o uso de novas técnicas nos processos construtivos que minimizem as consequências das atividades antrópicas, é importante que as ideias sejam aprimoradas, buscando caracterizar o desempenho dos sistemas propostos. Assim, são apresentados nesse artigo os resultados de um estudo experimental, que propõe o uso de pré-moldados cimentícios leves com resíduos de EVA (aqui denominados, blocos TEVA) compatíveis com o sistema de telhado verde extensivo modular, buscando avaliar a contribuição adicional dos próprios componentes na capacidade de isolamento térmico do telhado verde em análise. Nesse caso, procurou-se inovar na geometria do pré-moldado proposto, tornando-o versátil em sua utilização para a execução do telhado verde, sendo o mesmo componente utilizado ora para receber a vegetação, ora para servir como piso, quando colocado em posição invertida (Figura 1). Essa ideia busca viabilizar a composição de telhados verdes com áreas parcialmente cobertas com vegetação ao lado de áreas pavimentadas, que facilitem a visitação e manutenção das plantas.

Na proposta de telhados verdes é importante considerar que os materiais que os compõem também influenciam no comportamento térmico, implicando em diferentes propriedades termo físicas do sistema de cobertura em análise.

No estudo apresentado nesse artigo busca-se controlar algumas variáveis envolvidas, quando se faz avaliações de resultados obtidos em protótipos construídos da mesma forma, com os mesmos materiais, mas com coberturas diferentes sobre a laje pré-moldada. Então, inicialmente procura-se caracterizar a capacidade de isolamento térmico do telhado verde proposto com os blocos TEVA, tendo como referência o comportamento de tipos de coberturas convencionais. Posteriormente, para atender o objetivo do estudo busca-se identificar a contribuição adicional do bloco TEVA (com agregados de EVA) presente no telhado verde, ao comparar o seu resultado com medições coletadas em outro telhado verde, executado com o mesmo tipo de vegetação em blocos cimentícios (blocos de concreto), sem a presença dos agregados de EVA.

Nesse processo, os experimentos foram realizados nas mesmas condições climáticas, com medições simultâneas a cada dois protótipos comparados, um deles sempre com telhado verde com blocos TEVA. Portanto, na etapa inicial do estudo, sabe-se que a cobertura verde tem, de fato, uma transmitância térmica menor do que as coberturas convencionais utilizadas como referência nesse estudo, sendo o interesse apenas caracterizar a capacidade de isolamento do telhado verde proposto com os blocos TEVA, em relação ao comportamento térmico dos telhados convencionais.

2. Eficiência do telhado verde no controle das temperaturas

Segundo Castleton *et al.* [12] os telhados verdes são eficientes na

redução da variação da temperatura interna, com impactos positivos na diminuição do aquecimento durante o inverno e resfriamento durante o verão, consequentemente com redução do consumo de energia anual do edifício. O impacto do telhado verde na temperatura do ar no ambiente interno é mais significante em climas quentes (JAFFAL *et al.* [13]). Por exemplo, foi observado (JAFFAL *et al.* [13]) o efeito do telhado verde na redução da temperatura do ar interno, durante o período de verão, em 2,6 °C e 1,4 °C para edificações nas cidades de Atenas (Grécia) e Estocolmo (Suécia), respectivamente, que representam diferentes climas europeus (clima mediterrâneo para Atenas e clima frio para Estocolmo).

De fato, o telhado verde bem projetado e gerenciado pode ser considerado um eficiente isolante térmico durante o verão, reduzindo o fluxo de calor através da coberta. Nessa análise (DEL BARRIO [14]), chama-se atenção para os efeitos positivos do sombreamento da folhagem, indicando que é importante dar preferência às plantas com folhas grandes e com desenvolvimento na direção horizontal; bem como as influências da espessura do substrato (solo), da sua densidade aparente e ainda do teor de umidade no próprio solo.

No estudo desenvolvido (OULDBOUKHITINE *et al.* [15]), comparando os registros experimentais com resultados numéricos, buscou-se validar o modelo proposto para avaliar o impacto do telhado verde no desempenho energético de edifícios. Os dados experimentais foram coletados em protótipos construídos na Universidade de La Rochelle (França), com formato retangular em planta baixa, sem janela e com as fachadas pintadas na cor branca. Para medição das temperaturas superficiais foram utilizados termopares instalados na coberta dos protótipos, que no caso do telhado verde foram posicionados sobre a folhagem; na interface entre a base da vegetação e o solo; e na interface entre o solo e a estrutura de suporte (laje de concreto) do telhado verde. Uma estação meteorológica instalada junto aos protótipos registrou os dados climáticos no local. Os dados numéricos e experimentais para temperatura não se diferenciaram mais do que 2 °C, para uma confrontação de registros de 7 dias. A partir dos resultados obtidos (OULDBOUKHITINE *et al.* [15]) foi ressaltada a contribuição da densidade da folhagem no comportamento térmico do telhado verde, evidenciando que o uso de vegetação na cobertura dos edifícios melhora tanto o conforto térmico quanto o desempenho energético dos edifícios. Os autores destacaram ainda os benefícios do telhado verde quando comparado à cobertura com laje de concreto exposta à incidência solar, para o período de verão, em função da significativa redução da temperatura superficial exterior da estrutura de suporte do telhado verde. Inclusive essa temperatura se manteve mais baixa comparada à temperatura do ar exterior, para o dia típico de verão, o que é justificado pelo efeito da transpiração e sombreamento da folhagem.

Num experimento (VECCHIA [16]) realizado com protótipos em escala real, construídos em São Carlos/SP (Brasil), adotando-se o dia típico experimental (09-out-2004) mais quente e seco ($T_{\text{máx}}^{\text{ar}} = 34,04^{\circ}\text{C}$; amplitude térmica de $21,7^{\circ}\text{C}$) de uma série 7 dias de medições contínuas, avaliou-se o comportamento térmico de um sistema de cobertura verde leve (executada sobre uma laje de concreto pré-moldada) comparado a sistemas tradicionais de coberturas sem isolamento térmico, executadas com 3 diferentes tipos de telhas (cerâmica, aço galvanizado e fibrocimento

ondulada) apoiadas em estruturas de madeira. Adicionalmente, foi também feita a comparação entre o sistema de cobertura verde leve e uma cobertura executada com laje de concreto pré-moldada (com aplicação de impermeabilizante de cor branca), exposta à insolação. A partir dos resultados (VECCHIA [16]) se confirmou a capacidade da cobertura verde leve, perante os demais sistemas comparados, em controlar as temperaturas internas ao protótipo, reduzindo a diferença entre os valores máximos e mínimos. Isso foi notável para a temperatura superficial do teto, bem como para a temperatura do ar interna do protótipo com cobertura verde, apresentando as menores amplitudes térmicas, 9,2 °C e 12,6 °C, respectivamente. Somente com a cobertura verde a temperatura superficial máxima interna do teto do protótipo se manteve mais baixa (26,7 °C) e 2,1 °C abaixo da temperatura do ar máxima interna (e somente nesse caso foi inferior a 30 °C). A cobertura verde proporcionou um atraso térmico de 4 horas na relação entre as temperaturas do ar externa e interna.

Em outro estudo (ANDRADE e RORIZ [17]) feito na cidade de São Carlos/SP, avaliaram-se os registros de temperaturas superficiais internas da cobertura (laje de concreto pré-moldada convencional) de uma construção existente com dois ambientes, sendo um deles com telhado verde (com grama) e outro com a sua laje exposta diretamente ao sol, para dois períodos - inverno e o verão. A vedação vertical de uma das fachadas correspondente aos dois ambientes dessa construção foi realizada com elementos vazados do tipo cobogó. Os resultados (ANDRADE e RORIZ [17]) comprovaram que as temperaturas superficiais mínimas nas faces internas da laje foram sempre menores (no verão e no inverno) para a cobertura com laje exposta, com a maior amplitude térmica (19,4 °C) registrada no verão. Por outro lado, as temperaturas superficiais máximas nas faces internas da laje sob o telhado verde foram sempre mais baixas (23,2 °C), com menores oscilações diárias (amplitude térmica de apenas 1,1 °C), no período de verão, quando se verificou a maior diferença (16 °C) entre essas temperaturas máximas para as duas coberturas. Tais diferenças foram relacionadas com o sombreamento, com a maior inércia térmica e com a refrigeração evaporativa, proporcionados pelo telhado verde.

Num estudo anterior (MORAIS [18]), realizado nesse mesmo protótipo, observou-se que as temperaturas do ar interno aos am-

bientes avaliados (comparação entre a laje exposta e a cobertura verde) foram muito diferentes, com a maior diferença entre as máximas temperaturas do ar em cada ambiente atingindo 3,8 °C, registrada no período de verão. A maior diferença (25,1 °C) entre as máximas temperaturas superficiais internas no teto, comparando os dois ambientes com coberturas diferentes, foi registrada no verão. Considerando os valores obtidos (MORAIS [18]), em função das comparações, verificou-se um comportamento mais satisfatório para a cobertura verde, a qual se manteve mais estável e com menores flutuações térmicas diárias, tanto no inverno quanto no verão. Então, concluiu-se que a cobertura vegetada tem potencial de aplicação no clima considerado (São Carlos/SP) para melhorar a eficiência energética dos edifícios.

3. Metodologia

No estudo realizado, buscou-se inicialmente caracterizar as diferenças no comportamento térmico entre o telhado verde proposto com blocos TEVA e 3 (três) tipos de coberturas convencionais, por vezes encontradas em habitações populares de baixo padrão, a saber: laje exposta, telha de fibrocimento sobre a laje e telha cerâmica sobre a laje. Em seguida, procurou-se identificar a diferença de comportamento térmico entre dois telhados verdes extensivos modulares, executados com blocos de concreto e com blocos TEVA, respectivamente. Nesse caso, ambos os blocos pré-moldados são cimentícios, têm a mesma geometria, sendo a única diferença entre os dois componentes a presença nos blocos TEVA de agregados leves (resíduos de EVA), em substituição parcial aos agregados naturais. Os experimentos foram realizados na cidade de João Pessoa-PB, caracterizada pelo clima quente e úmido, com uso de cinco protótipos (células testes), que receberam as diferentes coberturas, os quais foram construídos numa área escolhida com poucas edificações no entorno (Figura 2), cujas coordenadas geográficas são: 7°9'58"S; 34°48'58"W. Para efeito desse experimento, ambos os blocos (TEVA e Concreto) receberam o mesmo tipo de vegetação medicinal, hortela da folha graúda (Figuras 2b e 2c).

Os cinco protótipos têm a mesma orientação solar, mesmas dimensões (em planta baixa: 1,0 m x 1,0 m internamente), com



A vista geral dos protótipos com as cinco coberturas diferentes



B vista em detalhe do protótipo com telhado verde com blocos TEVA sobre a laje



C vista em detalhe do protótipo com telhado verde com blocos de Concreto sobre a laje

Figura 2

Protótipos construídos em área com poucas edificações no entorno

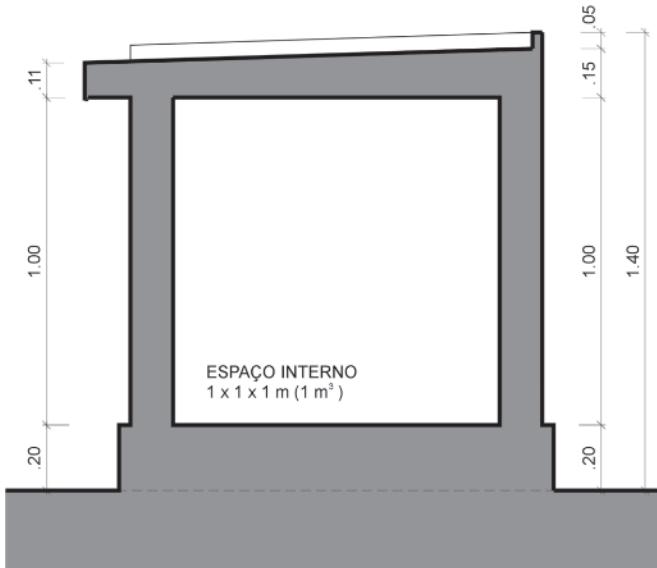


Figura 3
Vista em corte do protótipo (célula teste)

distâncias entre eles igual a 2,70 m, sendo construídos com o mesmo tipo de alvenaria (1/2 vez) em tijolo cerâmico (8 furos) e revestimento argamassado em ambos os lados. Os pisos internos são cimentados e as lajes são pré-moldadas convencionais (com uso de vigotas, blocos cerâmicos e capa de concreto 4 cm), argamassadas nos lados interno e externo, sendo impermeabilizadas no lado externo com pintura acrílica na cor branca. As alvenarias (lado interno e externo) receberam acabamento final com pintura à cal (cor branca), ocorrendo o mesmo na face interna da laje. Nenhuma ventilação no ambiente interno aos protótipos foi permitida durante as medições. O volume interno das células testes é igual a 1,0 m³ (Figura 3), sendo o único diferencial correspondente às coberturas dispostas sobre cada laje.

O bloco TEVA (Figura 4) foi produzido com compósito cimentício com dosagem 1:5 (cimento: agregados), utilizando a proporção

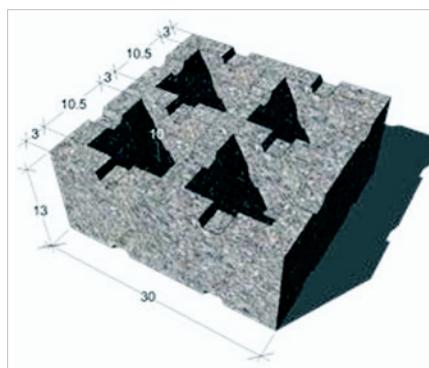
entre os agregados igual a 90% para EVA e 10% para areia. Nesse caso, somente o telhado verde proposto com blocos TEVA enquadra-se na categoria de extensivo, com sobrecarga máxima na laje igual a 150 kg/m², que é o valor limite para a categoria. As medições das temperaturas superficiais externas e internas de cada cobertura dos protótipos foram realizadas no período entre 29 de dezembro de 2014 a 24 de janeiro de 2015, dentro da estação de verão na região, quando se identificam frequentemente os dias típicos de verão. Nesse período, também foram registradas as temperaturas do ar nos ambientes externo e interno de cada protótipo. Para cada 6 dias de coleta de dados, considerando as medições simultâneas para cada dois protótipos (um deles sempre aquele com telhado verde com blocos TEVA), apenas um (1) dia típico de verão foi selecionado para análise, cuja seleção levou em conta os registros para os seguintes elementos climáticos: temperatura do ar, umidade relativa do ar e precipitação pluviométrica. Os seguintes equipamentos e dispositivos de medição foram utilizados:

a) Externamente aos protótipos

- Estação meteorológica (Davis wireless Vantage Pro2™) para registros da temperatura do ar, umidade relativa do ar, dados sobre pluviosidade, radiação solar etc. foi instalada na área próxima aos protótipos.

b) Nos protótipos

- Dataloggers da marca Onset, que armazenam dados de temperatura do ar e umidade relativa do ar, foram colocados no centro geométrico do interior de cada protótipo (Figura 5).
- Termopares (tipo "T", compostos por fio cobre (+) e constatam (-), com bainha e isolante de plástico) foram instalados nas superfícies, externa e interna, da cobertura dos protótipos, conectados ao sistema de aquisição de dados, (DAQ) Quantum X Universal, o qual possui oito canais de recepção configurados para um registro de temperatura por cada segundo. Para análise comparativa em pares de protótipos com diferentes tipos de coberturas, os termopares foram dispostos nos pontos centralizados do teto. Sobre cada termopar foram colocadas pequenas



A dimensões (cm) do bloco TEVA



B bloco TEVA moldado



C bloco TEVA vegetado

Figura 4
Bloco TEVA proposto para executar telhado verde modular extensivo

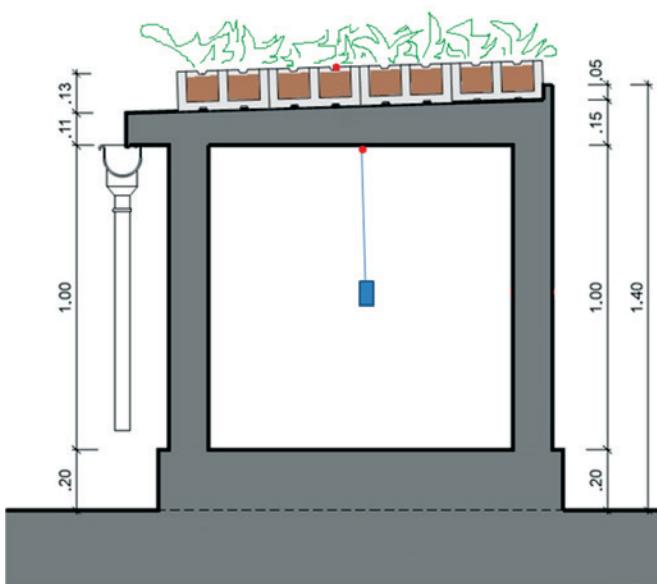


Figura 5

Posicionamentos do Datalogger (centro geométrico do ambiente interno) e dos termopares nas superfícies nos lados externo e interno das coberturas (pontos vermelhos) dos protótipos

placas de isopor para que os registros obtidos privilegiasssem as medições com interesse, quais sejam as variações das temperaturas pelo contato direto com as superfícies externas e in-

ternas das coberturas. No caso das temperaturas superficiais externas nos protótipos com telhados verdes foi considerado que a própria vegetação substituiria as placas de isopor, uma vez que o termopar localizado sobre o solo (Figura 5) ficou sombreado pela folhagem. Para os protótipos convencionais os termopares para o registro das temperaturas superficiais externas foram posicionados sobre as telhas (cerâmicas ou fibrocimento) e sobre a laje exposta, sendo sombreados pelas pequenas placas de isopor.

Os procedimentos adotados tiveram como referência os estudos desenvolvidos por Ouldboukhitine et al. [15]; Vecchia [16]; Andrade e Roriz [17] e Moraes [18].

Os dados coletados foram sistematizados em tabelas e gráficos, considerando inicialmente os registros de temperatura do ar externo e interno aos protótipos, para os 6 (seis) dias de medições. Em seguida, foi identificado o dia típico de verão para esse período de medições, que foi utilizado para analisar o comportamento térmico dos protótipos comparados. A identificação do dia típico de verão teve como referência o valor igual a 30,9 °C para a temperatura máxima diária indicada na Tabela A2 da NBR 15575-1 [19], correspondente à cidade João Pessoa-PB, que é o local onde os ensaios foram realizados (nessa Tabela também há referência de amplitude diária de temperatura igual a 6,1 °C para a mesma cidade). Nesse caso, foi ainda considerado que o dia escolhido fosse precedido de pelo menos outro dia com características semelhantes, preferencialmente sem ocorrência de precipitação pluviométrica.

No segundo momento da análise, considerando os registros sómente para o dia típico de verão, foram apresentados num mesmo gráfico todos os registros de temperatura para cada par de

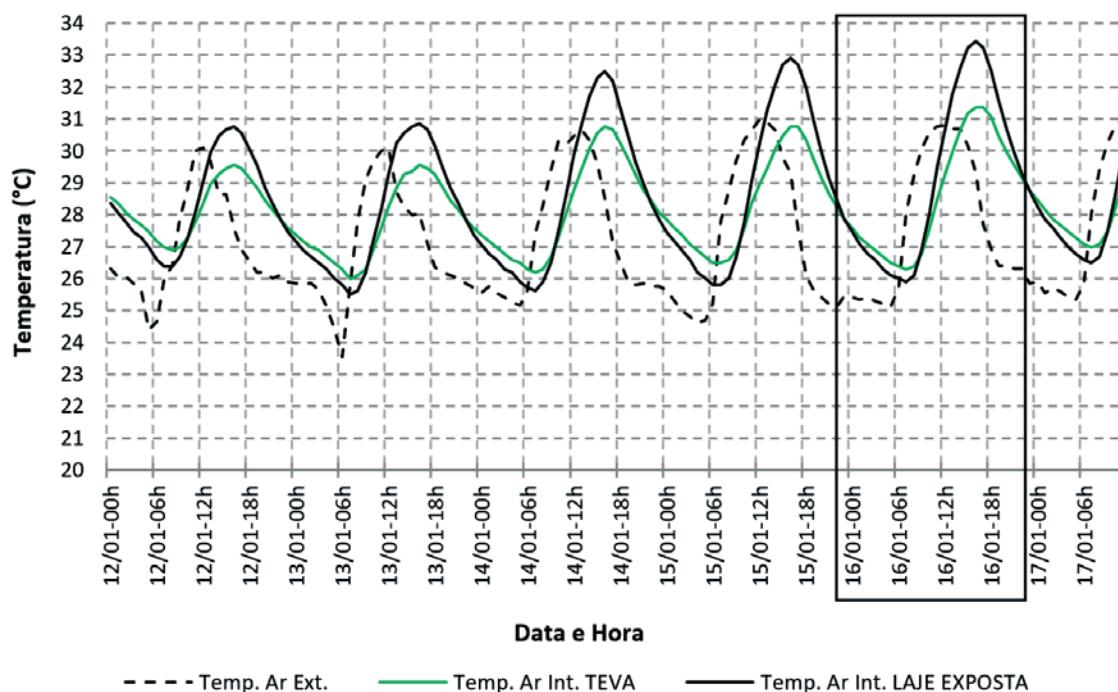


Figura 6

Registros com os protótipos com laje exposta e com telhado verde com blocos TEVA

Tabela 1

Elementos climáticos no ambiente externo aos protótipos, utilizados para selecionar os dias típicos de verão (em negrito e fundo cinza)

Protótipos	Elementos climáticos	Datas (dia - mês)					
		12-jan	13-jan	14-jan	15-jan	16-jan	17-jan
Laje exposta X Telhado verde com blocos TEVA	Temperatura do ar máx. (°C)	30,6	30,1	31,0	31,1	30,8	31,3
	Amplitude diária (°C)	6,3	6,8	5,5	6,6	5,7	6,7
	Temperatura do ar mín. (°C)	24,3	23,3	25,1	24,5	25,1	24,6
	Umidade relativa do ar máx.(%)	94	93	83	84	84	94
	Umidade relativa do ar mín.(%)	72	69	65	62	64	67
	Precipitação pluviométrica (mm)	5,0	1,4	0,0	0,0	0,0	12,0
	Pico radiação solar (W/m²)	1.050	1.083	1.059	1.029	1.056	1.060
	Radiação solar global dia (W/m²)	238,73	258,13	300,27	308,98	317,23	270,98
Protótipos	Elementos climáticos	Datas (dia - mês)					
		05-jan	06-jan	07-jan	08-jan	09-jan	10-jan
Telha fibrocimento X Telhado verde com blocos TEVA	Temperatura do ar máx. (°C)	30,5	30,8	30,7	30,6	30,4	30,7
	Amplitude diária (°C)	4,9	5,6	5,9	5,1	5,6	5,5
	Temperatura do ar mín. (°C)	25,6	25,2	24,8	25,5	24,8	25,2
	Umidade relativa do ar máx.(%)	85	88	90	89	86	85
	Umidade relativa do ar mín.(%)	67	66	63	63	66	66
	Precipitação pluviométrica (mm)	0,0	0,0	0,4	1,8	0,4	0,8
	Pico radiação solar (W/m²)	1.054	1.104	1.094	972	1.077	1.139
	Radiação solar global dia (W/m²)	296,90	287,15	249,81	256,98	282,25	285,17
Protótipos	Elementos climáticos	Datas (dia - mês)					
		29-dez	30-dez	31-dez	01-jan	02-jan	03-jan
Telha cerâmica X Telhado verde com blocos TEVA	Temperatura do ar máx. (°C)	30,6	30,9	30,5	31,2	26,8	30,2
	Amplitude diária (°C)	6,2	7,6	5,3	7,8	4,2	8,8
	Temperatura do ar mín. (°C)	24,4	23,3	25,2	23,4	22,6	21,4
	Umidade relativa do ar máx.(%)	85	92	87	94	97	97
	Umidade relativa do ar mín.(%)	63	64	68	62	83	67
	Precipitação pluviométrica (mm)	0,2	0,0	0,0	4,6	22,2	0,2
	Pico radiação solar (W/m²)	995	960	988	788	640	1.104
	Radiação solar global dia (W/m²)	304,77	274,31	216,00	189,21	134,65	316,75
Protótipos	Elementos climáticos	Datas (dia - mês)					
		19-jan	20-jan	21-jan	22-jan	23-jan	24-jan
Telhado verde com blocos de concreto X Telhado verde com blocos TEVA	Temperatura do ar máx. (°C)	30,7	31,1	31,4	31,3	31,4	31,1
	Amplitude diária (°C)	5,6	6,3	5,4	6,2	6,1	5,8
	Temperatura do ar mín. (°C)	25,1	24,8	26,0	25,1	25,3	25,3
	Umidade relativa do ar máx.(%)	89	85	86	85	87	87
	Umidade relativa do ar mín.(%)	70	65	66	65	64	67
	Precipitação pluviométrica (mm)	0,2	0,2	0,0	0,2	0,0	0,0
	Pico radiação solar (W/m²)	1.086	1.060	1.109	1.051	1.072	1.021
	Radiação solar global dia (W/m²)	309,48	368,39	283,29	299,94	283,29	233,25

protótipos avaliados simultaneamente, permitindo verificar as diferenças de comportamento, em função das temperaturas do ar externa e interna, bem como das temperaturas superficiais externas e internas nas respectivas coberturas. Complementando essa análise, foram discutidas as amplitudes térmicas para as temperaturas superficiais no teto, tendo em conta os ambientes externo e internos aos protótipos.

4. Resultados e discussões

Para caracterizar o comportamento térmico do telhado verde proposto com blocos TEVA os resultados são analisados conforme a coleta dos registros simultâneos em cada dois tipos de coberturas executadas nos protótipos. Inicialmente, são confrontados os dados coletados com o telhado verde com blocos TEVA relativos a cada tipo de cobertura convencional. No caso da comparação entre os dois telhados verdes (com blocos de concreto e com blocos TEVA) realizada posteriormente, tem-se a possibilidade de identificar a contribuição adicional dos agregados de EVA (resíduos da indústria de calçados) nos efeitos do telhado verde, na esperada melhoria do comportamento térmico no ambiente interno do protótipo.

A Tabela 01 apresenta alguns elementos climáticos extraídos dos dados registrados pela estação meteorológica. Com base nos registros externos aos protótipos, tais como, temperatura do ar, umidade relativa do ar e precipitação pluviométrica, correspondente ao período de medições, 6 (seis) dias contínuos, se fez a identificação dos dias típicos de verão utilizados em cada caso, conforme os pares de coberturas em análise.

Algumas características do clima local podem ser destacadas nos dados apresentados na Tabela 01, especialmente para os dias típicos de verão selecionados, para os quais há pouca variação tanto em relação à amplitude térmica (entre 5,3 °C e 5,7 °C), quanto para a umidade relativa do ar (para as máximas, há variação entre 84 % e 88%; para as mínimas, há variação entre 64 % e 68%) e para a máxima temperatura do ar (entre 30,5 °C e 31,4 °C).

4.1 Caracterização do comportamento térmico do Telhado Verde com blocos TEVA

4.11 Relativo à cobertura com Laje exposta

No dia típico de verão escolhido (16-01-2015) para a análise dos registros com os dois protótipos, com laje exposta e com telhado verde com blocos TEVA, pode-se observar que a temperatura máxima do ar interna ao protótipo com telhado verde com blocos TEVA é próxima à temperatura máxima do ar externa (Figura 6). Essa mesma observação para esse protótipo pode ser aplicada para os outros dias da semana de medições, havendo até dias quando a temperatura máxima do ar interna foi menor do que a temperatura máxima do ar externa. Esse mesmo comportamento não se aplica para o protótipo com a laje exposta, que apresenta a sua máxima temperatura do ar sempre mais elevada (2 °C) no ambiente interno, com amplitude térmica maior (aproximadamente 7,5 °C). Esse resultado é consistente com aqueles encontrados em estudos similares (MORAIS [18]; JAFFAL [13]) que caracterizaram a redução da máxima temperatura do ar interna nos ambientes com coberturas verdes atingindo 3,8 °C e 2,6 °C, para medições no período de verão, em São Carlos-SP-Brasil e em Atenas-Grécia, respectivamente.

No presente estudo, confirma-se o comportamento térmico do protótipo com laje exposta com pouco amortecimento do fluxo de calor durante o dia através da sua cobertura, apesar dela ter alta refletância por ser pintada na cor branca. Contudo, o atraso térmico entre as máximas temperaturas do ar (externa e interna) ao protótipo, de aproximadamente 5 horas é praticamente igual para os dois tipos de coberturas comparadas.

Na Figura 7, podem-se ver os registros das temperaturas do ar (externa e interna) e superficiais (externa e interna) para o dia típico de verão. Destaca-se aqui a significativa redução da temperatura máxima superficial na face interna do teto (30 °C) com telhado verde com blocos TEVA em relação à temperatura máxima superficial na face externa (34,8 °C), mantendo-se abaixo das temperaturas máximas do ar externa (30,8 °C) e interna (31,4 °C) a esse protótipo. Esse resultado é coerente com aqueles encontrados por

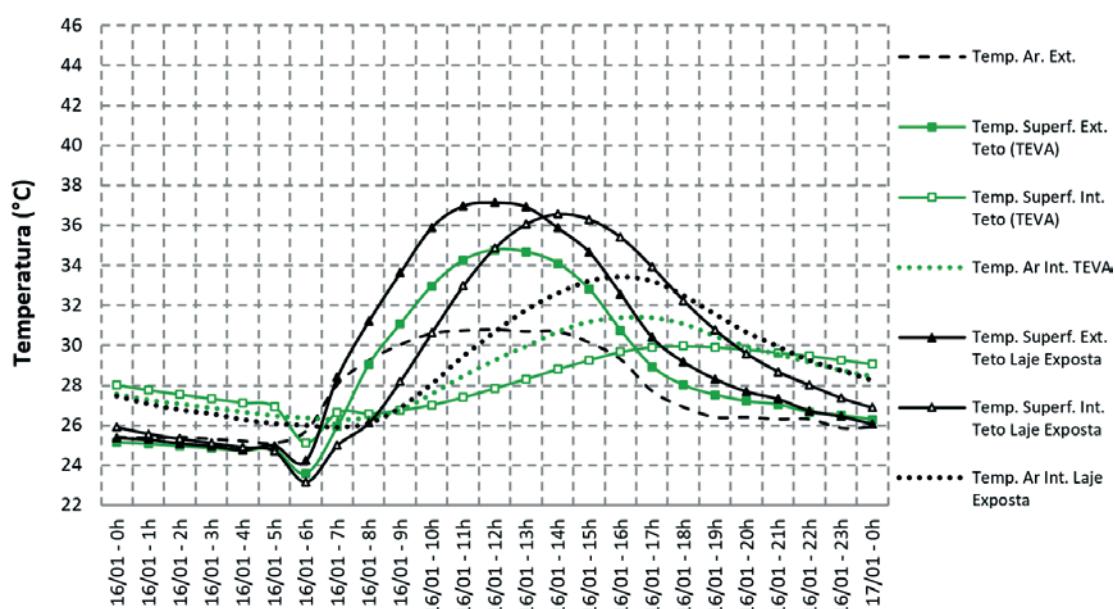
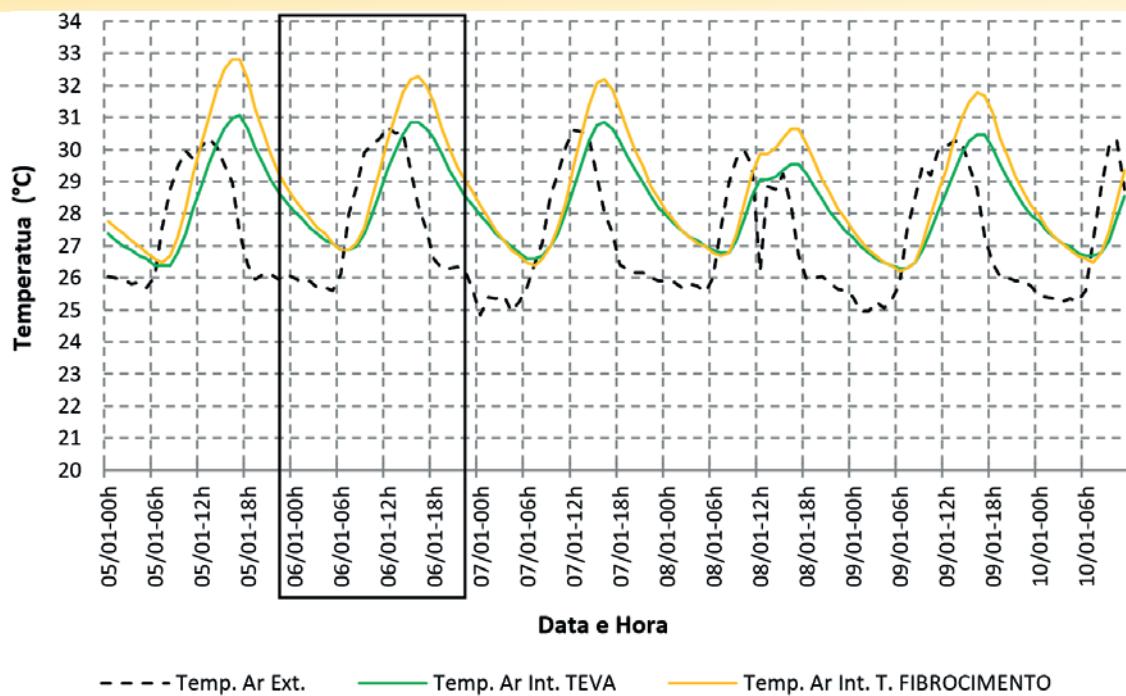


Figura 7

Comportamento térmico do protótipo com telhado verde com blocos TEVA sobre a laje e do protótipo com Laje Exposta, no dia típico de verão selecionado

**Figura 8**

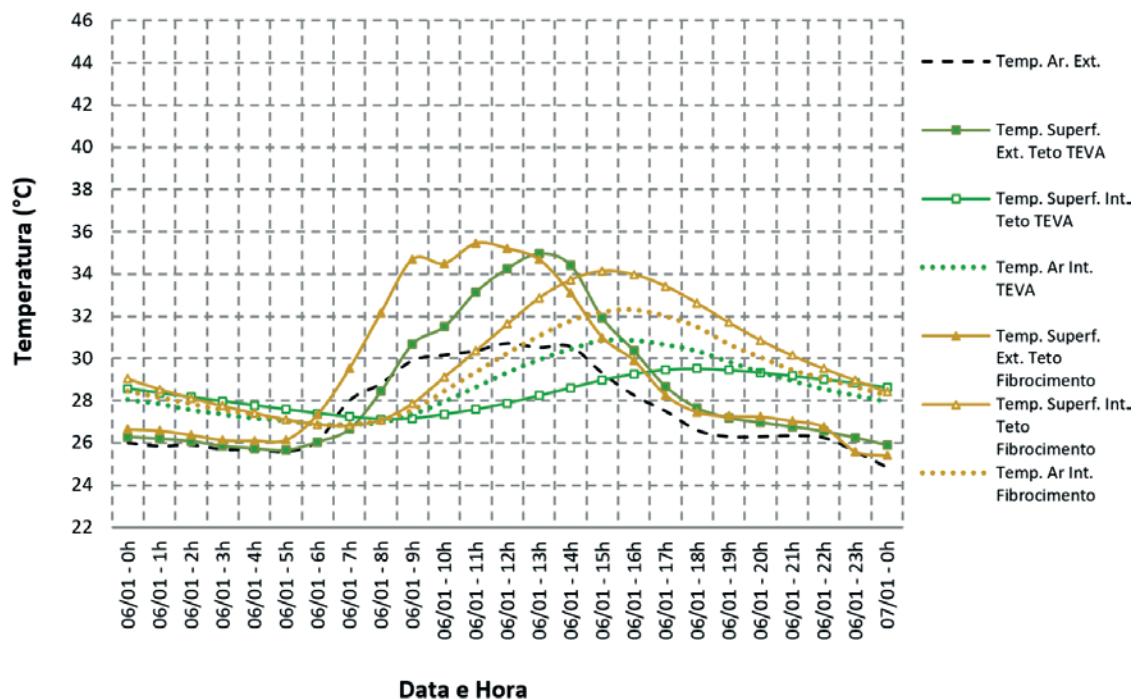
Registros com os protótipos com telhas de fibrocimento e com telhado verde com blocos TEVA

outros autores (VECCHIA [16]; ANDRADE e RORIZ [17]; MORAIS [18]; OULDOUKHITINE *et al.* [15]).

O mesmo fenômeno não ocorre com o protótipo com a laje exposta, que apresenta pequena diferença (apenas 0,6 °C) entre a temperatura máxima superficial externa e interna. Nessa comparação, fica bem caracterizado o efeito do telhado verde com blocos TEVA na redução das temperaturas internas (superficial e do ar) do protótipo.

4.1.2 Relativo à cobertura com telha de fibrocimento sobre a laje

Para a caracterização do comportamento térmico do telhado verde com blocos TEVA relativos à cobertura com telha de fibrocimento observa-se que na comparação entre a temperatura do ar externa e as temperaturas do ar internas, em cada protótipo analisado, as diferenças são novamente marcantes. No protótipo com

**Figura 9**

Comportamento térmico do protótipo com telhado verde com blocos TEVA sobre a laje e do protótipo com telha de fibrocimento sobre a laje, no dia típico de verão selecionado

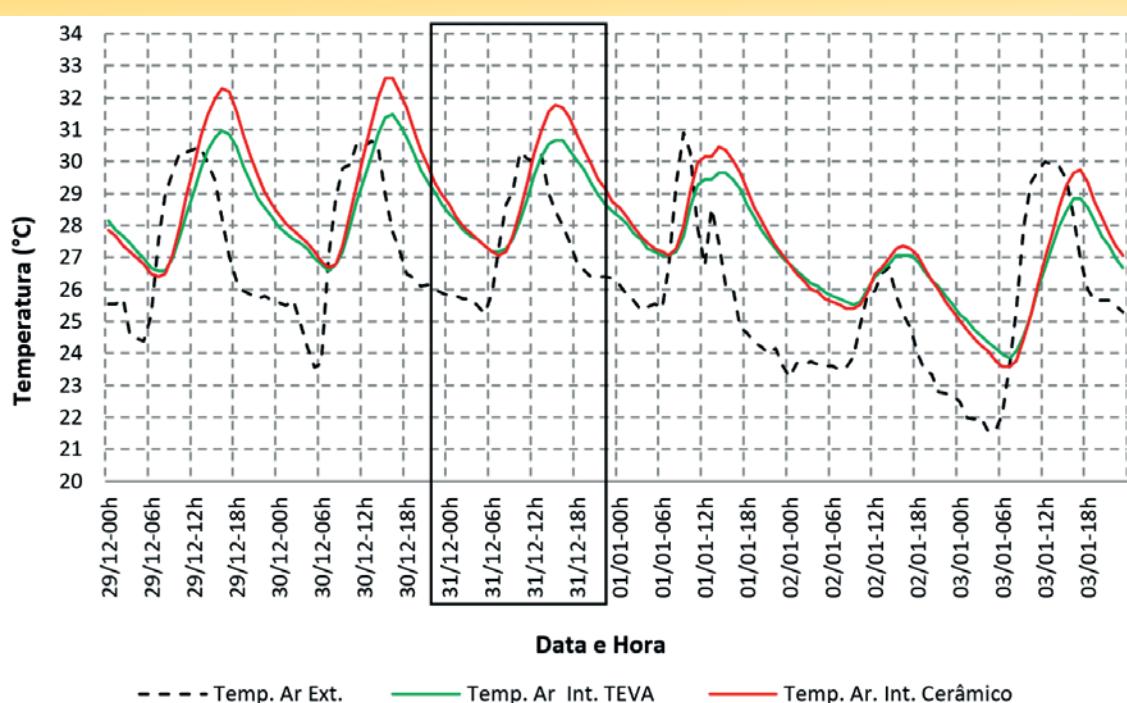


Figura 10

Registros com os protótipos com telhas cerâmicas e com telhado verde com blocos TEVA

cobertura com telha de fibrocimento a temperatura do ar interna é significativamente mais elevada do que aquelas mesmas registradas no protótipo com cobertura de telhado verde com blocos TEVA, sendo essas últimas muito próximas da temperatura do ar externa. Isso pode ser observado tanto para o dia típico de verão analisado (06-01-2015), quanto para os demais dias da semana de medições, conforme se vê na Figura 8.

A Figura 9 apresenta o comportamento térmico dos dois protótipos

com as diferentes coberturas, reunindo todos os registros de temperaturas analisados. Mais uma vez, como esperado, as temperaturas superficiais internas do teto do protótipo com telhado verde com blocos TEVA conservam-se menores praticamente durante todo o período diurno e parte da noite, quando comparadas às temperaturas superficiais internas do teto do protótipo com telha de fibrocimento sobre a laje. O mesmo comportamento pode ser observado na comparação entre as temperaturas do ar internas

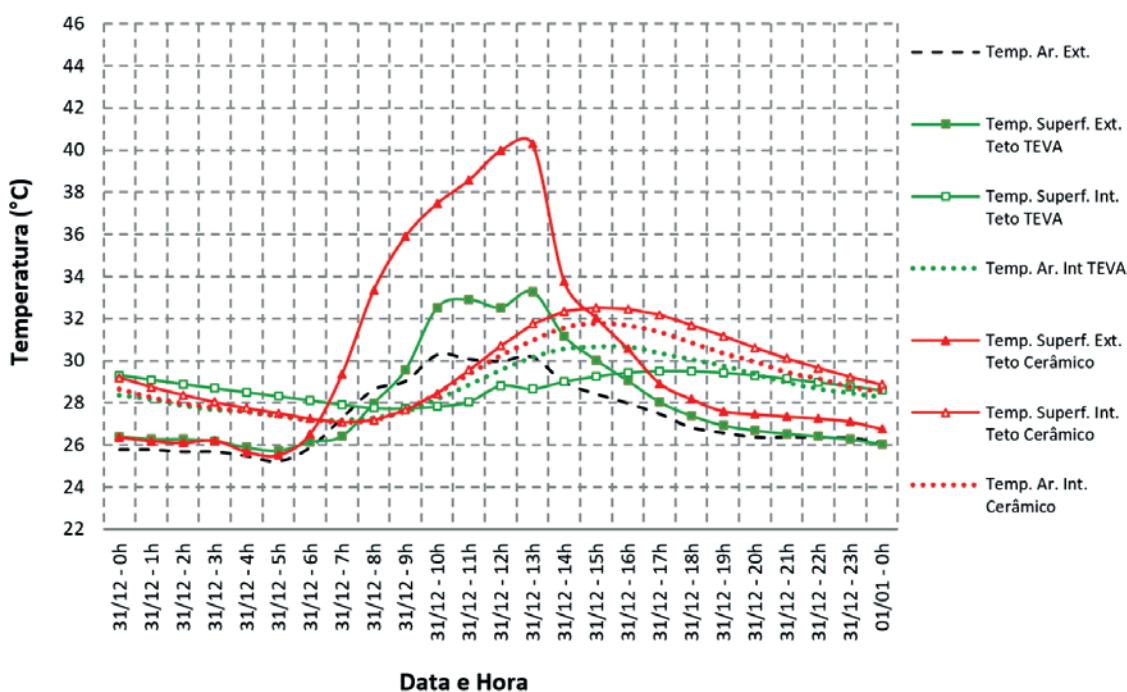
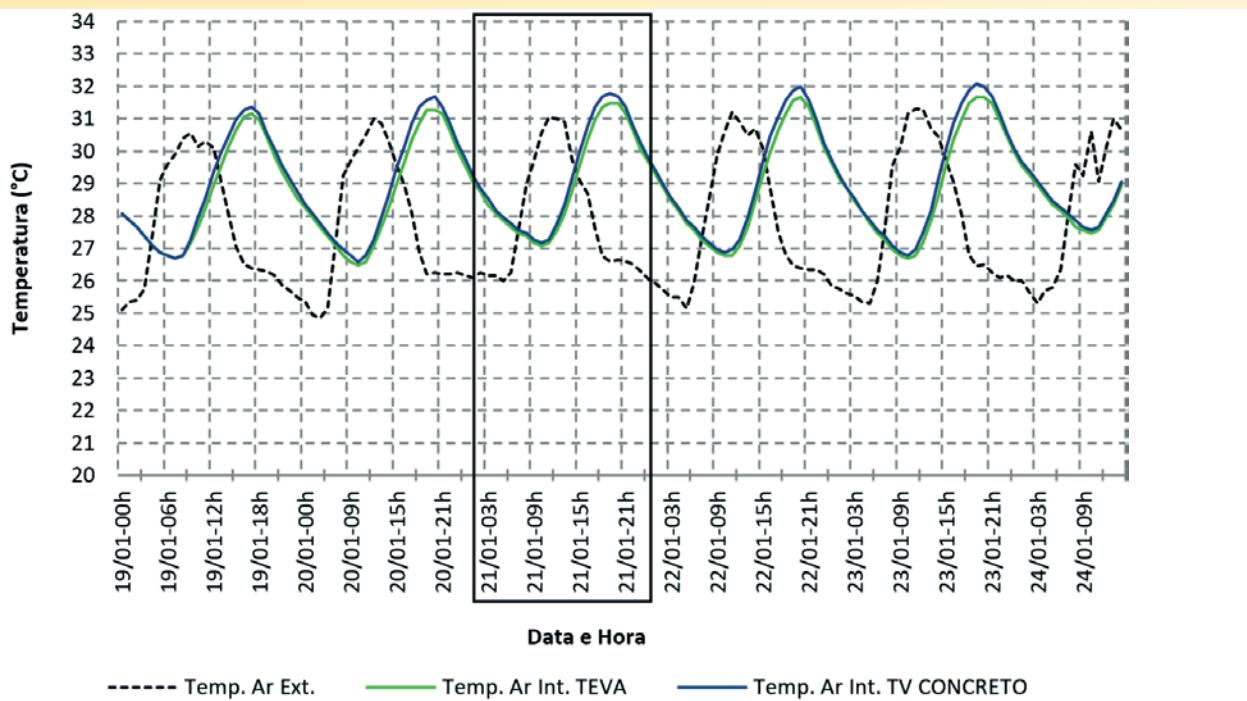


Figura 11

Comportamento térmico do protótipo com telhado verde com blocos TEVA sobre a laje e do protótipo com telha cerâmica sobre a laje, no dia típico de verão selecionado

**Figura 12**

Comparação entre os protótipos com Telhados Verdes com blocos de concreto e com blocos TEVA

aos dois protótipos, mas nesse caso tais temperaturas se mantêm mais baixas para o protótipo com telhado verde, durante todo o período (dia e noite), resultando em menores amplitudes térmicas. A partir desses resultados, confirma-se que a maior amenização das temperaturas do ar interno ocorre no protótipo com telhado verde com blocos TEVA, mais destacadamente durante o período de maior incidência solar. Esse comportamento é similar ao observado na comparação anterior, confirmando a capacidade do telhado verde proposto com blocos TEVA na redução das temperaturas internas (superficial e do ar) do protótipo.

4.1.3 Relativo à cobertura com telha cerâmica sobre a laje

A caracterização do comportamento térmico do telhado verde com blocos TEVA relativos à cobertura com telha cerâmica é discutida a partir dos registros apresentados na Figura 10. A temperatura do ar interno ao protótipo com telhado verde com blocos TEVA apresentou-se mais baixa para o dia típico de verão (31-12-2014) e ao longo de toda a semana de medições (exceto para o dia 02-01-2015), quando comparada ao protótipo com cobertura com telha cerâmica. Praticamente o mesmo atraso térmico (5 horas) em relação à temperatura do ar externa está caracterizado para os dois protótipos. Os registros feitos no dia 02-01-2015 são atípicos, com as temperaturas máximas do ar internas mais baixas e muito próximas entre os dois protótipos. Na verdade, nesse dia houve uma maior precipitação pluviométrica sobre os protótipos analisados, o que pode justificar o resultado, considerando a característica do material cerâmico (das telhas), que certamente absorve muita umidade durante a chuva, podendo isso ser um fator adicional contribuinte na redução das temperaturas internas do ar nesse protótipo, nesse dia de medição. A absorção de umidade pelo telhado verde também deve favorecer o rebaixamento da temperatura do ar interno. O resfriamento evaporativo das coberturas com telha cerâmica e com blocos TEVA vegetados, sobre as respectivas lajes dos protótipos, resulta em comportamentos térmicos semelhantes para as duas coberturas nesse dia atípico.

Na Figura 11 observa-se que as temperaturas superficiais internas do teto do protótipo com telhado verde com blocos TEVA são menores durante todo o período entre às 9 horas e às 24 horas, quando comparadas às temperaturas superficiais internas do teto do protótipo com telha cerâmica. Conforme tem sido observado nos dois casos anteriores, somente nos registros para o protótipo com telhado verde com blocos TEVA verifica-se que a sua temperatura do ar interno se mantém maior do que a temperatura superficial interna do próprio teto, durante grande parte do dia (manhã e tarde), que corresponde ao período de maior incidência solar na cobertura. Nesse caso, deve-se destacar a menor contribuição da cobertura no aumento da temperatura do ar interno ao protótipo, apenas quando há a presença do telhado verde com blocos EVA. Na comparação entre as temperaturas do ar internas aos dois protótipos analisados (telhado verde com blocos TEVA X telha cerâmica) percebe-se novamente que a menor temperatura é para o protótipo com telhado verde com blocos TEVA, resultando em menores amplitudes térmicas. Mais uma vez, isso confirma a capacidade desse tipo de telhado verde proposto em amortizar as temperaturas internas.

4.2 Comparação entre telhados verdes: blocos de concreto versus blocos TEVA

Na Figura 12, pode-se ver que a temperatura do ar interno ao protótipo com telhado verde com blocos TEVA é sempre um pouco mais baixa comparado com o protótipo com telhado verde com blocos de concreto, inclusive para o dia típico de verão (21-01-2015). Considerando que a única diferença entre os dois telhados verdes comparados é apenas a presença dos resíduos de EVA nos blocos TEVA, pode-se confirmar aqui a contribuição adicional no isolamento térmico do telhado verde proposto com esse componente. Também se percebe o quanto as máximas temperaturas do ar, externa e interna aos protótipos, se apresentam com valores muito próximos, diferentemente das análises com os telhados convencionais comparados anteriormente (laje exposta, telha de fibrocimento sobre a laje e telha cerâmica sobre a laje).

Nota-se aqui que também há pequenas diferenças entre os resultados obtidos com os dois protótipos para os demais registros de temperatura. De fato, na Figura 13, é perceptível que ambos os telhados verdes, com blocos TEVA e com blocos de concreto, apresentam temperaturas máximas do ar internas semelhantes ($31,5^{\circ}\text{C}$ e $31,8^{\circ}\text{C}$) e muito próximas da temperatura máxima do ar externo ($31,1^{\circ}\text{C}$), sendo destacados atrasos térmicos iguais a 5 horas. Porém, somente o telhado verde com blocos TEVA consegue manter a temperatura superficial interna do teto mais baixa (aproximadamente 1°C) comparada à temperatura do ar interno, entre às 9 horas e 19 horas, o que é uma diferenciação bastante interessante na caracterização térmica do bloco TEVA. Dessa forma, fica bem evidenciada a contribuição adicional dos agregados de EVA (resíduos da indústria de calçados) nos efeitos do telhado verde proposto com blocos TEVA na esperada melhoria do comportamento térmico da cobertura desse protótipo.

De qualquer modo, consideram-se pequenas as diferenças entre os dois telhados verdes comparados, sendo o fator determinante nos seus comportamentos térmicos a presença do substrato e da vegetação em condições semelhantes. Os blocos, como módulos com a mesma geometria, para receber a vegetação, conforme foi proposto aqui, tem sua contribuição, certamente menor, uma vez que os fatores que parecem interferir mais no comportamento térmico do telhado verde, parecem ser relativos à parte orgânica do sistema, ou seja, a altura do substrato e o quanto essa vegetação se adensa. Nesse caso, cabe lembrar que praticamente não há diferença entre as variáveis destaca (altura do substrato e tipo e adensamento da vegetação no interior dos blocos) na análise comparativa feita com os telhados verdes com blocos TEVA e com blocos de concreto.

Portanto, apesar de pequenas as diferenças encontradas aqui, entre os dois tipos de telhados verdes comparados, pode ser conclusiva a identificação da contribuição adicional do resíduo de EVA, como agregado leve presente nos blocos TEVA, que favoreceu numa adicional amortização da carga térmica para o interior do protótipo.

4.3 Análise das amplitudes térmicas para as temperaturas superficiais nos telhados

A Tabela 02 apresenta os dados relativos às amplitudes térmicas para as temperaturas superficiais externas e internas do teto de cada protótipo avaliado. Conforme pode-se notar, as amplitudes térmicas, tendo em conta as temperaturas superficiais para o protótipo com laje exposta, tanto no ambiente externo ($12,9^{\circ}\text{C}$) quanto no interno ($13,4^{\circ}\text{C}$) são bem elevadas e próximas. Com relação ao protótipo com telhado verde com blocos TEVA essas amplitudes são significativamente diferentes, comparando as superfícies externa e interna. A amplitude térmica externa ($11,1^{\circ}\text{C}$) aproxima-se do valor obtido para a laje exposta, porém o grande diferencial encontra-se na análise para o ambiente interno, com a amplitude térmica para o protótipo com telhado verde com blocos TEVA, sendo reduzida a menos da metade ($4,8^{\circ}\text{C}$). Destaca-se ainda a significativa redução da temperatura máxima superficial na face interna do teto ($6,6^{\circ}\text{C}$), quando são comparados os dois protótipos, telhado verde com blocos TEVA e laje exposta.

Por outro lado, em relação às temperaturas mínimas superficiais internas verifica-se que elas são próximas, entre $23,1^{\circ}\text{C}$ e $25,1^{\circ}\text{C}$, para os dois protótipos, mas o maior valor ocorre para o

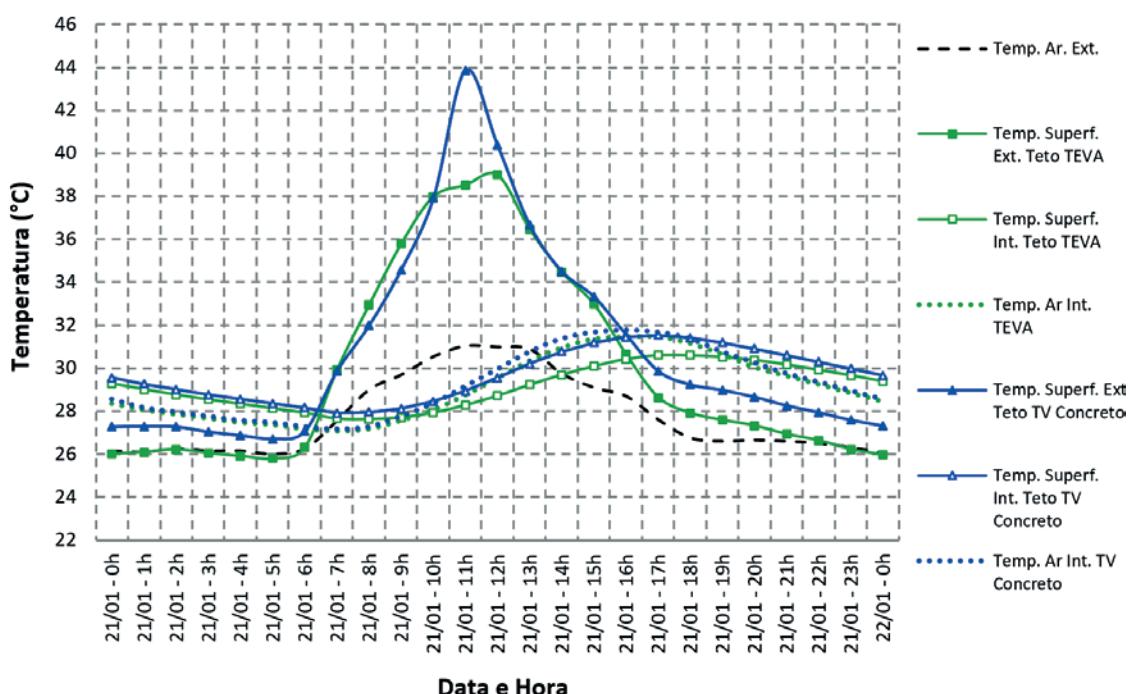


Figura 13

Comportamento térmico comparativo entre protótipo com telhado verde com blocos TEVA sobre a laje e protótipo com telhado verde com blocos de concreto sobre a laje, no dia típico de verão selecionado

Tabela 2

Amplitudes térmicas para as temperaturas superficiais externas e internas do teto dos protótipos

Temperaturas superficiais no teto dos protótipos (°C)		Medições para o dia típico de verão: 16-01-2015	
		Telhado verde - bloco TEVA	Laje exposta
Externa	Temperatura máxima	34,7	37,1
	Amplitude térmica	11,1	12,9
	Temperatura mínima	23,5	24,2
Interna	Temperatura máxima	29,9	36,5
	Amplitude térmica	4,8	13,4
	Temperatura mínima	25,1	23,1

Temperaturas superficiais no teto dos protótipos (°C)		Medições para o dia típico de verão: 06-01-2015	
		Telhado verde - bloco TEVA	Telhado fibrocimento
Externa	Temperatura máxima	34,9	35,4
	Amplitude térmica	9,3	10,0
	Temperatura mínima	25,6	25,4
Interna	Temperatura máxima	29,5	34,1
	Amplitude térmica	2,3	7,3
	Temperatura mínima	27,1	26,8

Temperaturas superficiais no teto dos protótipos (°C)		Medições para o dia típico de verão: 31-12-2014	
		Telhado verde - bloco TEVA	Telhado com telha cerâmica
Externa	Temperatura máxima	33,2	40,2
	Amplitude térmica	7,5	14,7
	Temperatura mínima	25,7	25,5
Interna	Temperatura máxima	29,5	32,5
	Amplitude térmica	1,7	5,4
	Temperatura mínima	27,7	27,0

Surface temperatures prototypes roof (°C)		Medições para o dia típico de verão: 21-01-2015	
		Telhado verde - blocos TEVA	Telhado verde - bloco concreto
Externa	Temperatura máxima	38,9	43,8
	Amplitude térmica	13,2	17,1
	Temperatura mínima	25,7	26,7
Interna	Temperatura máxima	30,6	31,5
	Amplitude térmica	2,9	3,6
	Temperatura mínima	27,6	27,9

protótipo com telhado verde com blocos TEVA. Esse comportamento é justificado pela maior inércia térmica para o telhado verde, uma vez que, se por um lado, esse telhado reduz o pico de temperatura superficial na face interna do teto do protótipo durante o dia, por outro lado, dificulta a redução da temperatura mínima nessa mesma face do teto, durante a noite, resultando em menores amplitudes térmicas. Os resultados obtidos em outros estudos (MORAIS [18]; VECCHIA [16]; ANDRADE e RORIZ [17]) corroboram o comportamento aqui destacado.

Em relação às amplitudes térmicas calculadas a partir das temperaturas superficiais no teto nas diferentes faces (externa e interna) da coberta dos protótipos comparados, com telhado verde com bloco TEVA e com telhado em fibrocimento, nota-se que os valores são próximos ($9,3^{\circ}\text{C}$ e $10,0^{\circ}\text{C}$), considerando os registros externos, o que não acontece quando se comparam as amplitudes térmicas para as temperaturas superficiais internas, uma vez que para o telhado verde com blocos TEVA o seu valor ($2,3^{\circ}\text{C}$) é praticamente 1/3 daquele verificado para a coberta com telha de fibrocimento sobre a laje ($7,3^{\circ}\text{C}$). Observa-se ainda que a amplitude térmica do protótipo com telhado verde com blocos TEVA, considerando os registros de temperatura superficiais para os ambientes externo e o interno, é cerca de 75 % menor para o ambiente interno, confirmando a capacidade desse tipo de telhado verde em amortizar as temperaturas internas. Da mesma forma que ocorreu no caso anterior, a temperatura mínima superficial interna ($27,1^{\circ}\text{C}$) se mantém maior para o protótipo com telhado verde com blocos TEVA. Novamente, se confirma o efeito da maior inércia térmica para o telhado verde, caracterizando-se pelo menor e maior valor para as temperaturas superficiais, máxima e mínima, respectivamente, na face interna do teto do protótipo. Diferentemente dos dois casos anteriores as amplitudes térmicas relativas às temperaturas superficiais, tanto em relação ao ambiente externo, quanto ao interno, foram bem diferentes e bastante menores para o protótipo com telhado verde com blocos TEVA, quando comparadas com protótipo com o telhado cerâmico. Para o dia típico de verão (31-12-2014), o protótipo com cobertura de telha cerâmica sobre a laje apresentou temperatura superficial externa no teto muito alta ($40,2^{\circ}\text{C}$), o que resultou na maior amplitude térmica ($14,7^{\circ}\text{C}$). Por outro lado, essa mesma amplitude térmica para o protótipo com telhado verde com blocos EVA foi cerca da metade ($7,5^{\circ}\text{C}$). Destaca-se ainda a maior redução da amplitude térmica relativa à temperatura superficial na face interna do teto, quando são comparados esses dois protótipos, com o telhado verde com blocos TEVA sendo o menor valor ($1,7^{\circ}\text{C}$). Certamente, esse comportamento também contribui na maior redução da temperatura do ar interna desse protótipo, mais destacado na parte do dia com maior incidência solar.

Pode-se observar ainda que apenas com o protótipo com telhado verde com blocos TEVA se consegue registrar temperatura máxima superficial interna no teto inferior a 30°C , quando comparado aos três protótipos: laje exposta, telha de fibrocimento sobre a laje e telha cerâmica sobre a laje. Por outro lado, como ocorreu nas comparações anteriores, o telhado verde mantém a temperatura mínima superficial interna no teto um pouco maior, confirmando o efeito da sua maior inércia térmica. Por fim, pode-se ver que as amplitudes térmicas relativas às temperaturas superficiais internas dos dois diferentes tipos de telhados verdes são bem próximas

($2,9^{\circ}\text{C}$ e $3,6^{\circ}\text{C}$), se comparadas com os resultados dos outros tipos de coberturas (casos anteriores). Contudo, as temperaturas superficiais, máxima e mínima, nos ambientes externos e internos aos protótipos são sempre menores para a cobertura com telhado verde com blocos TEVA, o que resulta também sempre em menores amplitudes térmicas para esse tipo de cobertura. Cabe destacar, que no presente estudo esse fenômeno é identificado somente nessa comparação entre os dois telhados verdes, o que reforça a evidência da contribuição da única variável em análise, qual seja, a presença dos agregados de EVA (resíduos da indústria de calçados) nos blocos TEVA, que recebem a vegetação. Assim, esse resultado também confirma os efeitos da presença do agregado de EVA no bloco TEVA utilizado no telhado verde, melhorando o comportamento térmico no ambiente interno do protótipo.

5. Conclusões

Considerando as condições das medições nos protótipos comparados e as análises dos resultados para o dia típico de verão, na condição de clima quente e úmido, pode-se concluir que:

- as coberturas convencionais (laje exposta, telha em fibrocimento sobre a laje e telha cerâmica sobre a laje) nos protótipos avaliados foram responsáveis por manter as temperaturas do ar interno, entre 1°C e 2°C , mais elevadas quando comparadas ao protótipo com telhado verde proposto com bloco TEVA;
- o sistema de telhado verde com blocos TEVA, comparado às coberturas convencionais, também possibilitou a maior redução da temperatura superficial no teto, no ambiente interno ao protótipo, caracterizando as mais baixas amplitudes térmicas, os maiores atrasos térmicos e as maiores inércias térmicas.
- a coberta com o telhado verde com blocos TEVA destacou-se por apresentar a temperatura superficial no teto menor do que a temperatura do ar no interior do protótipo avaliado.

Tais conclusões corroboram o comportamento térmico do telhado verde proposto, caracterizando a sua capacidade de isolamento, que está coerente com a menor transmitância térmica e maior resistência térmica desse sistema de cobertura, quando comparado com aqueles convencionais.

Ao se fazer a comparação entre protótipos com o mesmo telhado verde, executados com blocos diferentes (blocos TEVA x blocos de concreto), é possível concluir que:

- com o uso do bloco TEVA as temperaturas (máximas e mínimas) e amplitudes térmicas foram mais baixas, o que evidencia o efeito da única variável em análise, a presença dos resíduos de EVA.
- a presença dos resíduos de EVA nos blocos TEVA possibilitou adicional redução, de aproximadamente 1°C , na temperatura máxima superficial interna no teto em relação à temperatura máxima do ar, no interior do protótipo.

Portanto, o presente estudo permitiu comprovar que a presença dos agregados de EVA, oriundos dos resíduos da indústria de calçados, nos blocos TEVA contribui adicionalmente na redução das temperaturas internas (do ar e superficial) do ambiente sob o telhado verde, o que é bastante interessante para agregar qualidade ao ambiente construído e valor ao processo de reciclagem dos resíduos de EVA, na fabricação de novos produtos utilizáveis na construção civil. Para além desse as-

pecto, resalta-se a potencialidade da proposta do sistema de telhado verde modular extensivo com blocos TEVA para uma destinação alternativa dos resíduos das indústrias de calçados.

6. Agradecimentos

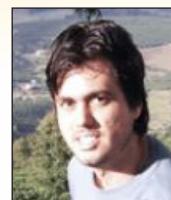
À CAPES pelo financiamento parcial da presente pesquisa; ao NUPPA pela disponibilidade de espaço para construção dos protótipos, aos Laboratórios do Centro de Tecnologia da Instituição que deram suporte para a realização dessa pesquisa.

7. Referências bibliográficas

- [1] BERARDI, Umberto; GHAFFARIANHOSEINI, AmirHosein; GHAFFARIANHOSEINI, Ali. State-of-the-art analysis of the environmental benefits of green roofs. *Applied Energy*, Vol. 115, pp. 411–428, 2014.
- [2] BIANCHINI, F., HEWAGE, K. How “green” are the green roofs? Lifecycle analysis of green roof materials. *Building and environment*, Vol. 48, pp. 57-65, 2012.
- [3] ZATTERA, A. J.; BIANCHI, O.; ZENI, M. ;FERREIRA, C. A. Caracterização de Resíduos de Copolímeros de Etileno-Acetato de Vinila – EVA. *Polímeros: Ciéncia e Tecnologia*, Vol. 15, n° 1, pp. 73-78, 2005.
- [4] GARLET, G. Aproveitamento de resíduos de EVA (Ethylene Vinyl Acetate) como agregado para concreto leve na construção civil. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS, Porto Alegre-RS, 1998.
- [5] BEZERRA, A. J. V. Utilização do resíduo da indústria de calçados (EVA – Etileno Acetato de Vinila) como agregado leve na produção de blocos vazados de concreto para alvenaria sem função estrutural. 115p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande-PB, 2002.
- [6] HAX, S.P.P. Estudo do potencial dos resíduos de E.V.A. no isolamento de ruído de impacto nas edificações. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria-UFSM, Santa Maria-RS, 2002.
- [7] POLARI FILHO, R. S. Contribuição ao processo de reciclagem dos resíduos da indústria de calçados na construção civil: bloco EVA uma alternativa às alvenarias das construções. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, 2005.
- [8] ROCHA, F. M. D. Aproveitamento de resíduos sólidos industriais em materiais alternativos na perspectiva da construção seca: bloco EVA – intertravamento e racionalização das alvenarias. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, 2008.
- [9] MELO, A. B., LIMA FILHO, M. R. F. Avaliação de desempenho estrutural de protótipo com paredes construídas com blocos EVA. *Ambiente Construído*, Vol. 9, nº4, pp. 141-155, Out/Dez. 2009.
- [10] SANTOS, F. A. Avaliação de placas cimentícias com resíduo de EVA quanto ao seu nível de isolamento acústico em sistemas de pisos flutuantes. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba-UFPB, João Pessoa-PB, 2013.
- [11] TUTIKAN, B.F; NUNES, M.F.O; LEAL, L.C.; MARQUETTO, L. Hormigón ligero con agregado reciclado de EVA para atenuación del ruido de impacto (Lightweight concrete with EVA recycled aggregate for impact noise attenuation). *Materiales de Construcción*, Vol. 63, pp. 309-316, 2013.
- [12] CASTLETON, H.F.; STOVIN, V.; BECK, S.B.M.; DAVISON, J.B. Green roofs; Building energy savings and the potential for retrofit. *Energy and Buildings*, Vol. 42, pp. 1582-1591. 2010.
- [13] JAFFAL, I.; OULDBOUKHITINE, S.; BELARBI R. A comprehensive study of the impact of green roofs on building energy performance. *Renewable Energy*, Vol. 43, pp. 157–164, 2012.
- [14] DEL BARRIO, E. P. Analysis of the green roofs cooling potential in buildings. *Energy and Buildings*, Vol. 27, pp. 179-193, 1998.
- [15] OULDBOUKHITINE, S.; BELARBI, R.; JAFFAL, I.; TRABELSI, A. Assessment of green roof thermal behavior: A coupled heat and mass transfer mode. *Building and Environment* Vol. 46, pp. 2624-2631, 2011.
- [16] VECCHIA, F. (2005). Cobertura Verde Leve (CVL): Ensaio Experimental. In: VI Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído (ENCAC) e IV Encontro Latino-americano sobre Conforto no Ambiente Construído (ELACAC), Maceió, Alagoas, Brasil, 2005.
- [17] ANDRADE, N. C.; RORIZ, M. Comportamento térmico de cobertura verde utilizando a grama Brachiaria Humidicola na cidade de São Carlos, SP. In: X Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído e VI Encontro Latino-americano de Conforto no Ambiente Construído, Natal- RN, Brasil, 2009.
- [18] MORAIS, C. S. Desempenho térmico de coberturas vegetais em edificações na cidade de São Carlos- SP. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal de São Carlos-UFSCar, São Carlos-SP, 2004.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-1: Edificações Habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

Adherence between steel bars and lightweight concrete with EPS beads

Aderência entre barras de aço e concreto leve com pérolas de EPS



A. L. SARTORI ^a
artur.sartori@ucb.org.br

L. M. PINHEIRO ^b
libanio@sc.usp.br

R. M. DA SILVA ^c
raphael.vertice@live.com

S. B. FREITAS ^a
samuelfreitas1985@gmail.com

T. G. CESAR ^d
tiago.cesar.l5@hotmail.com

Abstract

This paper describes the adherence behavior of a structural lightweight concrete with EPS beads (SLCEB) in a monotonic loading, based in a bibliographic review and in pull-out tests. The results of these SLCEB tests were compared with those of an ordinary concrete (OC) and with the values based in indications of the Brazilian code ABNT NBR 6118:2014 – Design of concrete structures. The pull-out tests of two batches of SLCEB and one of OC were analyzed, in a total of 60 tests. Mechanical characteristics were determined too, such as: compressive strength and tensile strength in split cylinder test. The calculated results according to the above mentioned standard were very different from those obtained in the tests, indicating that the theoretical values are more conservative than the experimental ones. It was also verified that it is possible to use SLCEB in structures with respect to the adequate adherence of reinforcement in the concrete.

Keywords: lightweight concrete with EPS, anchoring by adherence, sliding, splitting, adherence stress.

Resumo

Este artigo descreve o comportamento da aderência de um concreto leve estrutural com pérolas de EPS (CLEPE) sob carregamento monotônico, com base em revisão bibliográfica e em ensaios de arrancamento. Os resultados desses ensaios de CLEPE foram comparados com os de um concreto convencional (CC) e com os valores baseados nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto. Foram analisados os ensaios de arrancamento de dois lotes de CLEPE e um de CC, totalizando 60 ensaios. Também foram determinadas características mecânicas, tais como: resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral. Os resultados calculados de acordo com a norma citada foram muito diferentes dos obtidos nos ensaios, indicando que os valores teóricos são mais conservadores do que os experimentais. Verificou-se também que é possível usar o CLEPE em estruturas, no que diz respeito à adequada aderência da armadura ao concreto.

Palavras-chave: concreto leve com EPS, ancoragem por aderência, deslizamento, fendilhamento, tensão de aderência.

^a Centro Universitário Adventista de São Paulo – UNASP, São Paulo, SP;
^b Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP, São Carlos, SP;
^c União Central Brasileira da Igreja Adventista para região leste do estado de São Paulo;
^d Associação Central Paranaense da Igreja Adventista do Sétimo Dia.

Received: 16 Mar 2015 • Accepted: 13 Apr 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

The adherence is responsible for solidary behavior between steel and concrete. Its failure is brittle, thus, it must be avoided. Nowadays, the application of lightweight concrete in structures intensifies the necessity of a study about adherence between steel bars and these new concretes, in order that the rules for anchorage calculation and splice length are established (SILVA, FREITAS and CESAR [1]).

Lightweight concrete with EPS beads (LCEB) is the focus material of this article. The expanded polystyrene (EPS) is an oil derivative and has 98% of empties, and it is used in SLCEB to reduce the specific weight until 50% or more, when it is compared with the ordinary concrete (OC), according to Catoia [2].

SLCEB is a new material in the technical area and has some peculiar characteristics that follow the reduction of density. Decrease of compressive strength, alteration in the tensile strength, and change in the bond strength between steel and concrete can be mentioned among these characteristics.

In this work, a theoretical basis about steel-concrete adherence is described, and then, results obtained in laboratory are mentioned and they can be used for an estimate of bond strength steel-SLCEB.

2. Structural lightweight concrete with EPS beads

Commonly, the term "concrete" refers to something solid and has a substantial weight. The association of the term "light" to the concrete can cause some perplexity to ordinary people that wouldn't expect such a characteristic in a concrete.

However, the need to improve specific characteristics like the reduction of self weight led the science of concrete to develop special solutions, including the lightweight concrete.

The lightweight concrete can be defined as a material characterized by low density compared to ordinary concretes. Neville [3] mentions that the practical range of the density of lightweight concretes is from 300 kg/m³ to 1800 kg/m³. However, nothing prevents that other densities outside this range can also be considered as belonging to lightweight concretes.

ACI 213R-87 [4] classifies the lightweight concrete in three groups in function of the specific weight, which is influenced directly by cement content and type of lightweight aggregate that is used, whose origin can be natural or artificial, according to Sbrighi Neto [5]. These groups are: insulating concretes, which are designed especially to composition of thermal insulation partition walls; concretes with moderate strength, which have application in fillers of floors, and in others with less responsibility; and structural concretes that must have a minimum strength of 17 MPa.

The use of lightweight concretes begun 1850 years ago in Roman pantheon that was rebuilt after a fire, by emperor Adriano (AÍTCIN [6]. An interesting historical report can be found in Rossignolo and Agnesini [7], and Rossignolo and Agnesini [8], which emphasize the application of lightweight concretes in iconic projects and large size, like high buildings and big bridges.

The conception of lightweight concrete with expanded polystyrene (EPS) appeared with the development of the concrete technology and the constant worry about the sustainability issue.

The Expanded Polystyrene Brazilian Association – ABRAPEX [9] defines lightweight concrete with EPS as a cement and sand concrete, which in place of crushed stone, uses EPS in a way of expanded beads or recycled flakes. When the mixture of cement and sand is hardened it involves EPS particles, which volume is constituted from 95% to 98% of air, providing a concrete with low density.

The study of lightweight concrete with expanded polystyrene (EPS) is indicated by Chen et al. [10] as being started in 1973. In recent years, some researches and experimental studies conducted to a great development in the technology of lightweight concrete with EPS, as the works of Catoia [2] and Sartori [11].

Mixture design, strengths, creep, shrinkage and applications were evaluated, and also studies about durability of lightweight concrete with EPS were carried out, as those mentioned by Momtazi et al. [12]. In the research of these authors, several mixtures with the use of EPS were elaborated. Satisfactory results about water absorption by concrete, strength to electrical conductivity, and concrete in a marine environment were obtained.

Some researches have been done with lightweight concrete with EPS in Brazil like: Sant'Helena [13], that produced concretes with partial substitution of gravel aggregate by EPS in beads, in proportions from 20% to 40%, reaching results that characterize lightweight concrete without structural function; Porto [14], that tested cylindrical specimens in order to obtain compression strength and elasticity modulus of "semi lightweight" concretes with normal large aggregates, and part of the volume of aggregates substituted by EPS beads; and Catoia [2], that produced an extensive characterization of lightweight concrete with EPS beads, used in this paper.

With the definition of lightweight concrete with EPS, it is noticed that there are similarities between this material and some lightweight aggregate concretes, and other similarities between it and the aerated concretes. In fact, according to Neville [3], the term concrete shouldn't be used for this material, because it has no coarse aggregates. Thus,



Figure 1
Slump flow test of SLCEB
From: Catoia (2), p. 55

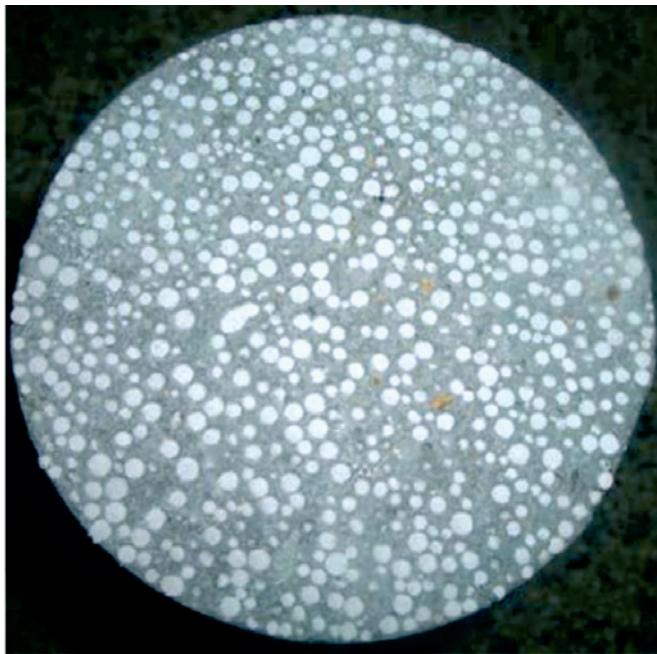


Figure 2
Appearance of solidified SLCEB
From: Catoia (2), p. 51

this paper suggests that the classification of lightweight concrete with EPS beads (variation of lightweight concrete with EPS) is framed in an intermediary way between lightweight concrete with lightweight aggregates and aerated concrete.

In general, the materials those constitute SLCEB are cement, sand, EPS (in substitution of coarse aggregate, although, it does not have the same function), water and superplasticizers. Figure 1 illustrates SLCEB in its fresh state, and figure 2 shows the rectified surface of a SLCEB cylindrical specimens.

Catoia [2] obtained results to SLCEB in three different mixtures that varied according to the amount of cement. Among several results, there are three that can be mentioned (obtained at 28 days of age). The average compressive strength varied from 13 MPa to 17 MPa. The elasticity modulus had its variation in the range of 8 GPa to 11 GPa. The specific weight was between 12 kN/m³ and 13.5 kN/m³. Among the most useful application of SLCEB are: partition walls, massive slabs of small and medium spans, precast in general, and ornamental pieces.

3. Principles of steel-concrete adherence

According to Leonhardt e Mönnig [15], the reinforced concrete has good characteristics as a material widely used in civil construction, and they are due to solidarization between the reinforcement and concrete, originating from the adherence.

The adherence can be viewed as a phenomenon that permits the operation of reinforced concrete as a structural material. Without its presence, the reinforcement would slide inside the concrete matrix, and the piece would have a similar behavior like of a structure of plain concrete.

In spite of the great importance of adherence between concrete and steel, this subject is one of the most difficult to be understood completely, according to Almeida Filho [16]. This is because of the large number of theoretical and experimental problems viewed in the study of adherence. According to Fusco [17], the adherence can be explained as a sum of three resistance mechanisms: adhesion, friction, and mechanical interlocking.

3.1 Adherence by adhesion

The adherence by adhesion is the resistance portion verified in the direct separation of a steel sheet from the concrete, due to a normal force to this sheet. Its origin is in the physic-chemical connections that developed in the interface of the two materials during the hydration of the cement. It has a value relatively low and practices a short influence in the total value of adherence.

3.2 Adherence by friction

Leonhardt and Mönnig [15] mention that when adhesion is broken by an insignificant relative displacement, the adherence by friction appears since that there are cross-pressures along the reinforcement. These cross-pressures are due to forces or the own shrinkage of the concrete.

According to Fusco [17], frictional forces also depend on the coefficient of friction between steel and concrete, which is function of surface roughness of the bar. When this roughness is very large, the resisted portion by friction is confused with the mechanical interlocking adherence.

3.3 Mechanical interlocking adherence

With the mechanical interlocking provided by dents (slots, cavities, recesses) and ribs of the bars, "brackets of the concrete" are formed, which are solicited for shear before the reinforcement can slide inside the concrete, according to Leonhardt e Mönnig [15]. This portion of resistance is the most effective and reliable. Fusco [17] still comments that this adherence there is also in the so-called smooth bars, due to the irregular conformation of the surface of these bars.

It's important to mention that, in practice, the separation of adherence in three portions is just schematic, because it is not possible to determine each one separately. Other factors that interfere in the behavior are indicated by Almeida Filho [16]: mixture design, temperature and humidity of the matrix; age of the concrete and values of the concrete strength to tensile; type of the bar and anchoring length; velocity of the loading and its repetition. Another very important factor is the position of reinforcement. In the upper part of concrete pieces, the exudation is larger and adhesion is damaged. The ABNT NBR 6118 [18] mentions the regions of a piece as zones of good and bad adherence. The conditions are established in the item of 9.3.1 of this code.

4. Failure modes of the adherence

Almeida Filho [16] describes some types of failure mode of the adherence. It can be mentions the most important ones: elastic

deformation, secondary cracking, cracking by longitudinal splitting, and crushing of concrete in the ribs of the longitudinal bars. Figure 3 illustrates these four modes of failure.

The sliding and pull-out of the bar are consequences of one of the modes of failure indicated in Figure 3. Usually, these failures are brittle, because they are related to the concrete. The excessive plastic deformation is an exception, which refers to the steel bar. When the length of anchorage is large enough to avoid fragile ruin by some modes that were mentioned (secondary cracking, longitudinal splitting, and crushing of concrete), the failure is by yielding of the steel bar. This way of failure is more ductile.

5. Tests for determination of adherence strength

According to Castro [19], when adherence between concrete and reinforcement is studied, it's important to notice two problems: reinforcement anchorage and concrete cracking.

The main point for anchorage by adherence is to determine the necessary length that there is transference of efforts from reinforcement to the concrete, preserving the integrity of concrete in the region of anchorage, the strength of the other bars that remain in the area that the anchored bar was interrupted, and the strength and rigidity of the bars to efforts that act in the anchored region (CASTRO [19]).

The maintenance of openings under acceptable limits is a goal for cracking of reinforcement concrete pieces. Thus, it's necessary to give an important attention to peculiarities of phenomenon that intends to study when the tests are done.

5.1 Pull-out tests

According to Castro [19], the adherence strength can be obtained in the pull-out tests, looking for the anchorage of the steel bars. The results of these tests are showed in a way of stress curves of adherence versus sliding, which the stress adherence and sliding are measured in the free edge of the bar.

It's difficult to measure the variation of stress along the bond length in a model with known dimensions. In the design of the anchorage regions is admitted that in failure, the adherence stress are distributed in a uniform way along the length of the anchorage. According to the practical way this hypothesis is reasonable, because it simplifies the calculation model.

This application has some backing in relation to the real behavior of the anchorage in usual applications under moderate confinement. When the forces mobilized by adherence increase, longitudinal and radial cracking are developed, which results the loss of rigidity of concrete adjacent to the bar and also in a redistribution of stress in the region of anchorage. The adherence stresses are getting more and more distributed in a uniform way before the failure, according to Castro [19].

The obtained results through pull-out tests are usually represented by average values of the adherence stress. Then, it's supposed that in the moment that the pull-out happens, there is transference of stress that acts in all length of the bar to the mass of the concrete. In this case, it can be observed that the capacity of admitted adherence to such situation results in a less value in relation to adherence stress, which can be obtained inside of these small

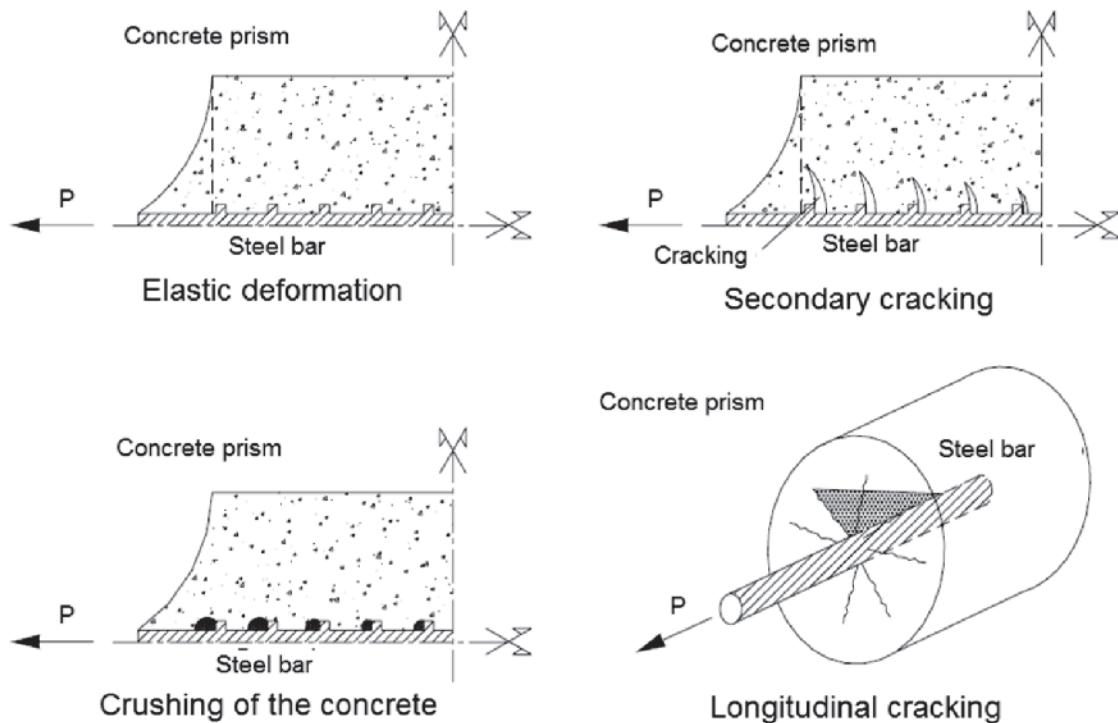


Figure 3

Failure modes of steel-concrete adherence | From: Almeida Filho (16) p. 63.

intervals of anchorage. Thus, the medium values are obtained with the Equation 1:

$$\tau_b = F_t / (u \cdot l_b) \quad (1)$$

τ_b is the medium adherence stress (Pa); F_t the intensity of force that requests the bar (N); u the perimeter of the bar involved by concrete (m); l_b the length of anchorage (m).

Leonhardt e Mönnig [13] indicate that adherence strength of design represented by f_{bd} is defined as adherence stress, for which a sliding occurs of 0,1 mm in the free edge of the bar. So, the strength f_{bd} can be given by Equation 2.

$$f_{bd} = F_{t(s=0,1mm)} / (u \cdot l_b) \quad (2)$$

$F_{t(s=0,1mm)}$ is the intensity of the force that requires the bar, in order to occur a sliding s equal to 0.1 mm in the edge of the bar (N).

In this case, the effective adherence strength, in other words, the maximum adherence stress is larger than the design value f_{bd} , especially for bars with ribs, than can reach until the double of this value and achieve sliding with until 1 mm. Because of safety matters, it is recommended a very distant value from the ultimate effective strength to the design, due to the large dispersal values of adherence strength (CASTRO [19]).

5.1.1 Pull-out test according to RILEM-FIP-CEB

One of the most known tests is the pull-out-test, proposed by RILEM-FIP-CEB [20] and illustrated by Figure 4.

According to Castro [19], the test uses a cubic specimen with a centralized bar, as indicated in the Figure 4. The steel bar is pulled out of the specimen through tensile force in the side where there is contact with support board, and the displacement of the bar is measured in relation to the concrete in the loaded edge. The average strength of the concrete in compression should be between 27 MPa and 33 MPa, and the velocity of loading V_p (in

kgf/s) should be determined for each diameter φ of the bar, with a value in centimeters, through Equation 3.

$$V_p = 5 \cdot \varphi^2 \quad (3)$$

The RILEM-FIP-CEB [20] considers as reference the adherence stress to a concrete with strength to compression of 30 MPa. A tolerance in the average strength of concrete in compression (f_{cm}) of until 10% can be admitted. There is a linear transformation of tensile forces found in the test, through the Equation 4.

$$\tau_b = (0,0637 \cdot F_t \cdot 30) / (\varphi^2 \cdot f_{cm}) \quad (4)$$

τ_b is the average adherence stress (MPa); F_t the intensity of the force in the bar (kN); φ the diameter of the bar (mm); f_{cm} the average strength of concrete to compression (MPa).

5.2 Prescription of ABNT NBR 6118 about adherence

The ABNT NBR 6118 [18] determines that in relation to the anchorage of ordinary reinforcement, the calculation of adherence strength (f_{bd}) between reinforcement and concrete be realized with Equation 5. This equation provides the adherence stress for a sliding of 0.10 mm of the bar.

$$f_{bd} = (\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c \quad (5)$$

f_{ck} is the characteristic strength of concrete to compression; γ_c the reduction factor of the strength of the concrete, which in design is admitted in general with the value of 1.4; η_1 is the parameter that considers the roughness of the steel bar (1.0 for smooth bars; 1.4 for slotted bars; 2.25 for ribbed bars); η_2 is the parameter that considers the position of the bar during the molding (1.0 for situation of good adherence); (0.7 for situation of bad adherence); η_3 is the parameter that considers the diameter of the bar (1.0 for diameters $\varphi \leq 32$ mm; $(132-\varphi)/100$ for diameters $\varphi > 32$ mm, with φ = diameter of the bar in mm).

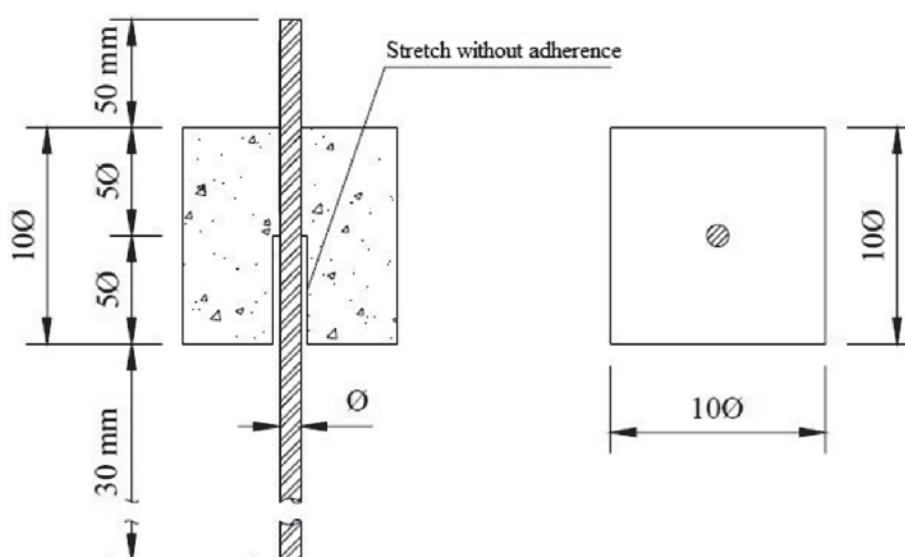


Figure 4

Specimen to the pull-out test indicated by RILEM-FIP-CEB (20) | From: CASTRO (19), p. 55

6. Pull-out test of embedded steel bars in SLCEB

The pull-out tests presented in this paper totalized 60 models, including a reference mixture in Ordinary Concrete (OC), and three mixtures o SLCEB. The Table 1 represents the characteristics of specimens tested at the Structural Engineering Department of the Sao Carlos Scholl of Engineering – University of Sao Paulo – Brazil, with casting dates and of test and ages of concrete in the days of the tests.

6.1 Material that were used

– Ordinary Concrete

Cement of the type CP-V ARI (High Initial Strength Portland Cement) was used with an apparent and specific mass of 1095 kg/m³, sand with apparent and specific mass of 1628.63 kg/m³, and coarse aggregates of basaltic source with apparent and specific mass equal to 2867.63 kg/m³ and maximum diameter of 19 mm.

The single sample of OC had mixture in weight of 1:2.5:2.5:0.5:0.01 (cement, sand, stone, water, and superplasticizer).

The compressive strength was measured through tests in cylindrical specimens of 100 mm by 200 mm, with rectified edges. In these tests, steel supports were used and the velocity of loading was 2.4 kN/s. The static characterization was realized through compression and splitting tests in cylindrical specimens of the same dimensions.

– SLCEB

The materials that were used in making of SLCEB were already described in this paper. The mixture design in weight for each batch were: preliminary test and 1st batch – 1:1:0.0296:0.32:0.012

Table 1

General characteristics of specimens of pull-out tests

Batch	Number of Models	Diameter (mm)	Height of concrete (cm)	Bond length (cm)	Age in the test ¹
Preliminary test	2	10	20	15	24 hours
	2	10	30	25	
SLCEB 1 st Batch	4	5	9	4	29 and 30 days ²
	4	6.3	10	5	
	4	8	12	7	
	4	10	14	9	
	4	12.5	16	11	
SLCEB 2 nd Batch	4	5	9	4	155 days
	4	6.3	10	5	
	4	8	12	7	
	4	10	14	9	
	4	12.5	16	11	
SLCEB 3 rd Batch	4	5	5	2.5	127 days
	4	6.3	6.3	3.15	
	4	8	8	4	
	4	10	10	5	
OC	4	5	9	4	35 and 36 days ³
	4	6.3	10	5	
	4	8	12	7	
	4	10	14	9	
	4	12.5	16	11	

¹ Ages varied according to the availability of test equipment;

² The tests at 29 days were those of the models with 5 mm diameter bars, 6.3 mm, and 8 mm;

³ The tests at 35 days were those of the models with 5 mm diameter bars, and 6.3 mm.

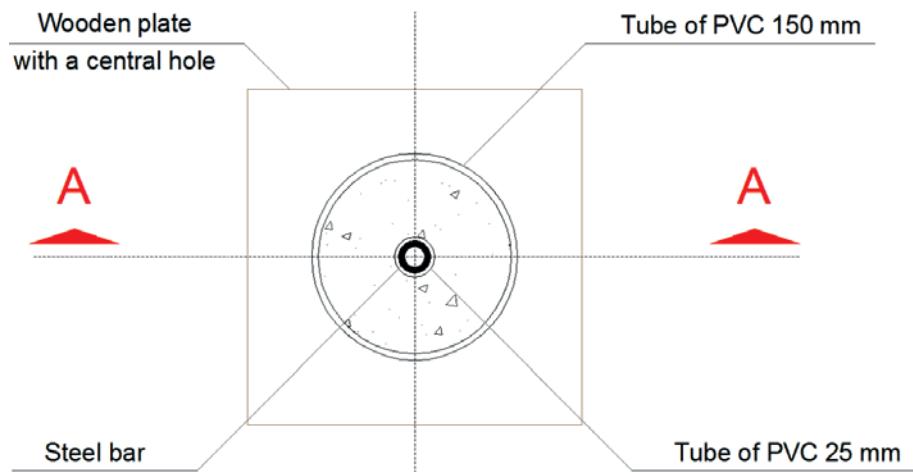


Figure 5
Project of the models

(cement, sand, EPS, water, and superplasticizer); 2nd batch – 1:1:1.35:0.34:0.013; 3rd batch – 1:1:1.5:0.28:0.01. The strengths were measured like the OC.

Ribbed steel bars with characteristic yielding strength $f_{yk} = 500$ MPa e $f_{yk} = 600$ MPa were used, with nominal diameters of 5 mm (600 MPa); 6.3 mm; 8 mm; 10 mm, and 12.5 mm (500 MPa). The surface of the bars of 500 MPa is characterized by transversal ribs, inclined in relation to the axis of the bar, and for two longitudinal ribs diametrically opposed, which axes are parallel to the axis of the bar.

6.2 Geometry of models in the pull-out tests

The pull-out test consists in securing the concrete piece and applies a tensile force in the steel bar until it slides inside the concrete and/or generate its splitting.

The specimens were made in cylindrical molds prepared with a tube of PVC with diameter of 150 mm. These models were supported on a wooden board with a central hole to the passage of the steel bar. In order to minimize the effect of the transversal pressure that

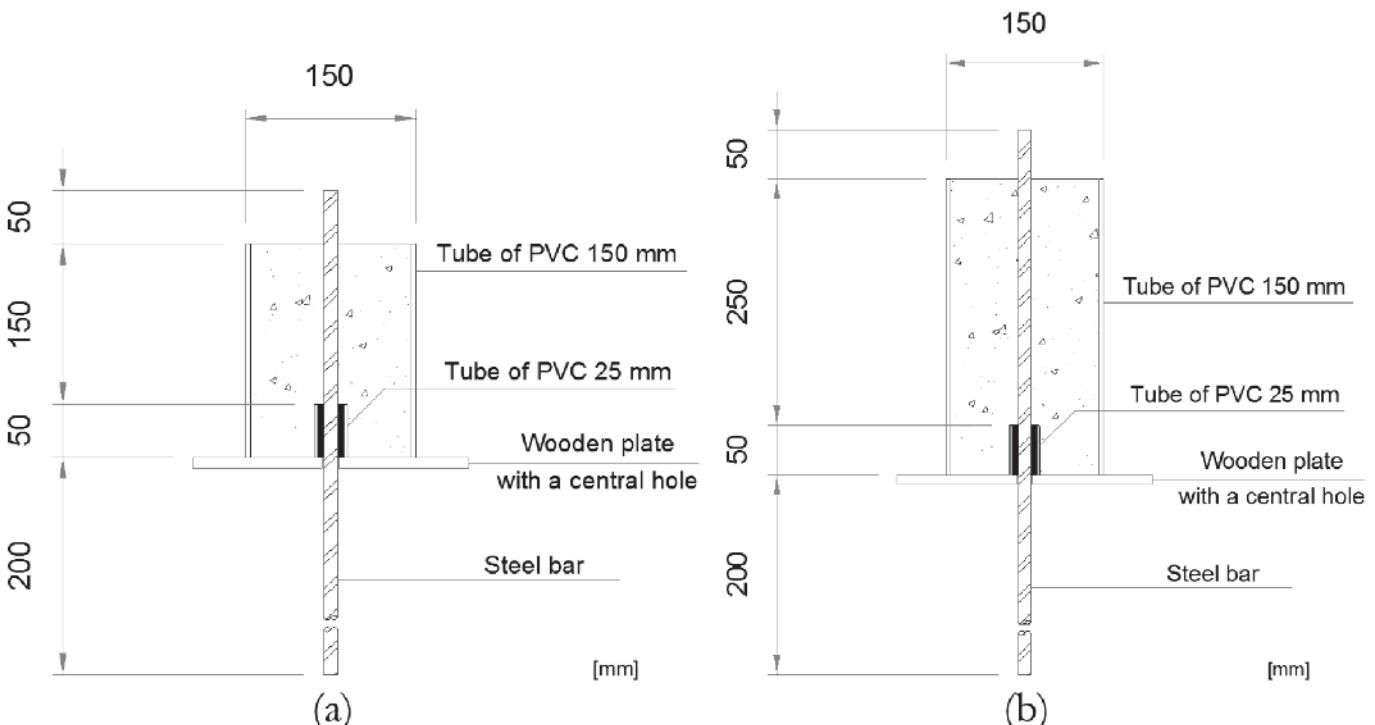


Figure 6
Molds cross section: preliminary test and 1st batch of SLCEB (a); 1st batch of OC (b)

occurs due to transversal deformation impeded in the superficies of machine test, a part without adherence should be provided.

For this purpose a PVC tube with diameter of 25 mm and length of 50 mm filled with Ethyl Vinyl Acetate (EVA) was used in the casting of the specimens to prevent that concrete fill this region. The Figures 5 and 6 illustrate the molds used to cast the specimens of the preliminary test, 1st batch of SLCEB and the only batch of OC. After execution of preliminary tests, it was verified that the length of the adherence was excessive, and it was necessary to adjust the first batches of SLCEB and OC. A part of concrete was removed with the help of a saw with a diamond disc, modifying its height and adapting to the same height of the specimens of the 2nd batch of SLCEB.

In order to mold the other batches, the heights of molds varied according to the diameter of the steel bars (50 mm more five times the diameter of the bar). The figure 7 illustrates the cross section of the model used in the casting of 2nd and 3rd batch of SLCEB. The figure 8 illustrates the specimen confection of pull-out tests.

6.3 Conduction of the tests

The specimens were separated by kind of concrete and diameter of the bars, and they were positioned in the test machine (Instron®) in the top part, with the steel bar in the vertical way, according the Figure 9. In the top part of the specimens, an inductive transducer of displacement was positioned (Figure 10), and the bar was fixed by fasteners from the test equipment. After that, it was possible to start the application of the loading with velocity of 5 mm/s, and register the sliding. The velocity of displacement was adopted in view of optimization of the use time of the test machine.

6.3.1 Preliminary tests

Four specimens of SLCEB were separated in order to be tested with 24 hours of age, all of them with bar of 10 mm of diameter.

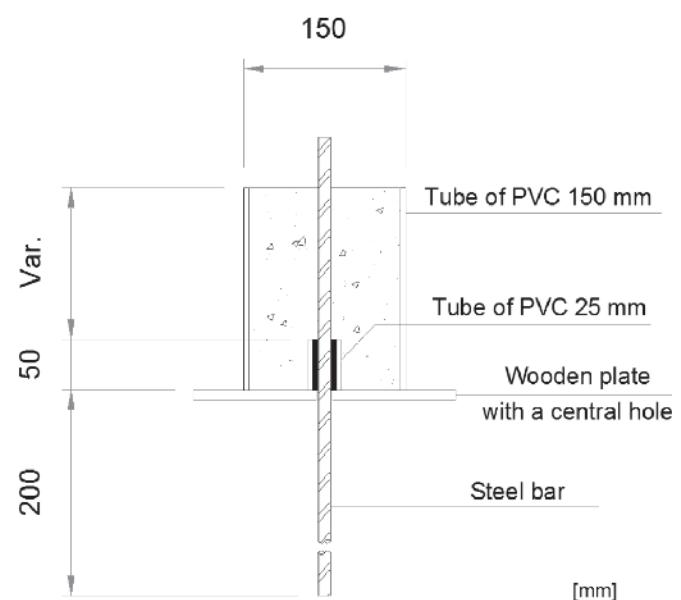


Figure 7

Molds cross section of 2nd and 3rd batch of SLCEB

The SP1 and SP2 with height of 300 mm, and the SP3 with height of 200 mm, resulted in yielding of the bar. Only the SP4 with height of 200 mm resulted in pull-out of the bar. Thus, it was verified that the length of adherence was very long and it would be necessary to decrease it.

6.3.2 Definitive tests

The definitive plan of the pull-out test was adjusted for the purpose of yielding of steel bars didn't occur. With this purpose, the recommendations of RILEM-FIB-CEB [20] were used, which



Figure 8

Casting of the specimens



Figure 9
Position of model to a pull-out test

establish that the adherent length should be five times the diameter of the bar and the non adherent length also should be five times the diameter of the bar.



Figure 10
Position of inductive transducer of displacement

7. Results

The results of test are divided in two large groups. The first one refers to the tests of description of material. In the second group there are the results of pull-out tests.

7.1 Description of concretes

- Ordinary concrete

The description results of the batch of OC are presented in the table 3.

- SLCEB

The results of description of SLCEB from preliminary test of 1st, 2nd, and 3rd batch of SLCEB are described in tables 4 to 7, respectively. As the 2nd batch of SLCEB showed some segregation, it was discarded.

Table 3
Description of 1st batch of OC

SP	Compression		Splitting test		Tension	Notes
	F _{ci} (kN)	f _{ci} (MPa)	F _{ct,sp} (kN)	f _{ct,sp} (MPa)	f _{ct} (MPa)	
1	334.8	42.63	60.4	1.92	1.73	It didn't segregate
2	348.1	44.33	86.8	2.76	2.49	It didn't segregate
3	330.2	42.05	105.5	3.36	3.02	It didn't segregate
4	343.4	43.72	94.0	2.99	2.69	It didn't segregate
Average	339.13	43.18	86.68	2.76	2.48	-

Valid subtitle for tables 3 to 7: F_{ci} = compression force; f_{ci} = compression strength; F_{ct,sp} = splitting force; f_{ct,sp} = splitting strength;

f_{ct} = concrete strength to direct tension obtained by relation 0.9. f_{ct,sp} according to ABNT NBR 6118 (18).

Table 4

Description of SLCEB from preliminary test

SP	Compression		Splitting test		Tension	Notes
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)	
1	9.6	4.90	7.3	0.90	0.81	It didn't segregate
2	13.0	6.60	8.6	1.10	0.99	It didn't segregate
Average	11.3	5.75	7.9	1.00	0.90	-

Table 5Description of 1st batch from SLCEB

SP	Compression		Splitting test		Tension	Notes
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)	
1	93.3	11.88	41.7	1.33	1.19	It didn't segregate
2	79.6	10.13	34.8	1.11	0.99	It didn't segregate
3	86.3	10.99	34.0	1.08	0.98	It didn't segregate
4	81.5	10.37	37.4	1.19	1.07	It didn't segregate
Average	85.2	10.84	36.9	1.18	1.06	-

Table 6Description of 2nd batch from SLCEB

SP	Compression		Splitting test		Tension	Notes
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)	
1	18.3	2.33	42.2	1.33	1.20	It segregated
2	18.6	2.36	21.0	0.67	0.60	It didn't segregate
3	20.5	2.61	19.8	0.63	0.57	It didn't segregate
4	15.0	1.90	27.0	0.86	0.77	It didn't segregate
Average	18.1	2.30	27.5	0.87	0.79	-

Table 7Description of 3rd batch from SLCEB

SP	Compression		Splitting test		Tension	Notes
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)	
1	86.6	11.28	36.0	1.15	1.03	It didn't segregate
2	103.5	13.18	38.6	1.23	1.11	It didn't segregate
3	93.8	11.94	38.6	1.23	1.11	It didn't segregate
4	99.6	12.68	35.2	1.12	1.01	It didn't segregate
Average	95.9	12.27	37.1	1.18	1.06	-

Table 8

Results of pull-out test in the preliminary tests of SLCEB

SP	A_{\max} (N.m)	A_{5mm} (N.m)	ℓ_b (cm)	F_{\max} (kN)	$F_{0.10mm}$ (kN)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0.10mm}$ (MPa)	f_{bd} (MPa)
1 (20 cm)	1.21	39.43	15	23.3	21.6	4.95	4.58	1.01
2 (20 cm)	1.50	19.04	15	27.9	27.7	5.94	5.88	1.01
1 (30 cm)	1.92	44.95	25	42.9	42.5	5.46	5.41	1.01
2 (30 cm)	6.25	53.64	25	50.1	50.1	6.38	6.38	1.01

Valid subtitle for Tables 8 to 11:

A_{\max} = area below the curve of force versus sliding until the maximum force F_{\max} , which the bar was submitted;

A_{5mm} = area below the curve of force versus sliding until the sliding of 5 mm;

$F_{0.10mm}$ = force which 0.10 mm of bar sliding happens;

ℓ_b = bonding length of the bar;

τ_{\max} = maximum bonding stress calculated through $F_{\max}/(\text{perimeter of the bar} \times \ell_b)$;

$\tau_{0.10mm}$ = bonding stress to the sliding of 0.10 mm calculated by $F_{0.10mm}/(\text{perimeter of the bar} \times \ell_b)$;

f_{bd} = design bonding strength in according to the item 9.3.2.1 of ABNT NBR 6118 (18).

Notes: The specimens 1 and 2 of 20 cm and the 1 of 30 cm had a failure by sliding of the bar. The SP 2 of 30 cm had a failure by yielding of steel.

7.2 Pull-out tests

The results of pull-out tests are showed in this item.

7.2.1 Preliminary tests

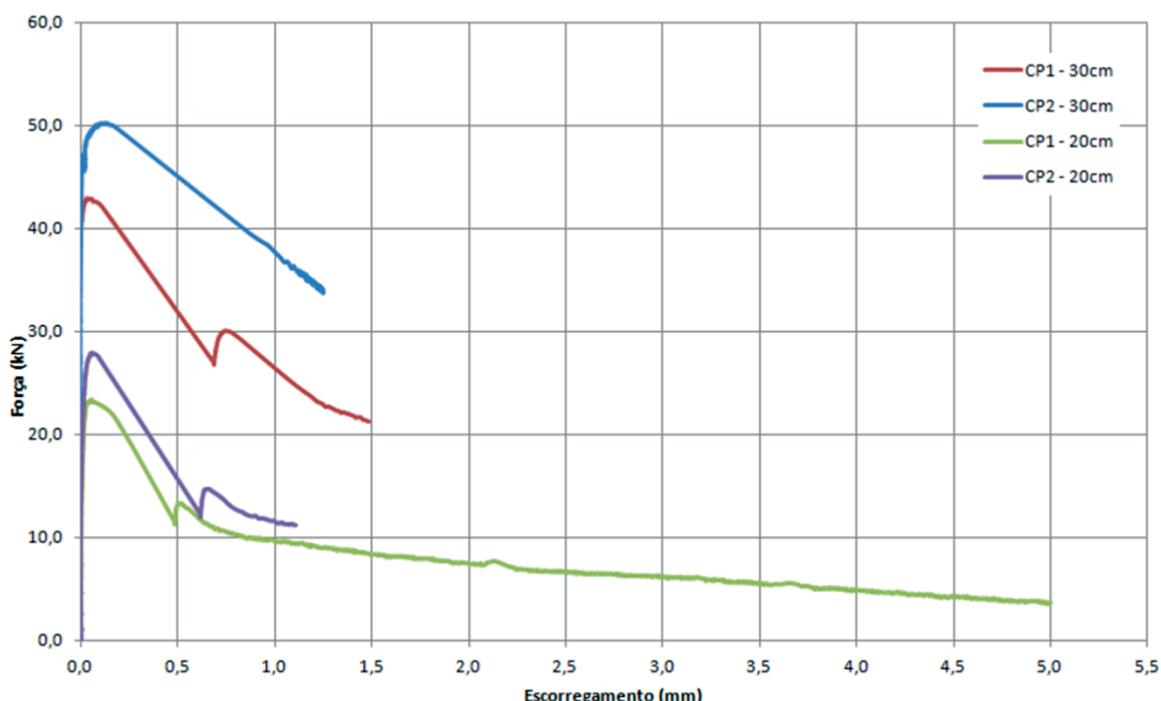
The results obtained in the preliminary test are showed in the table 8. The experimental curves of adherence force versus sliding of preliminary tests are showed in the figure 11. The average stress of adherence was obtained through Equation 2.

7.2.2 Batch of OC

The results obtained in the batch of OC are showed in the table 9. The experimental curves of adherence force versus sliding are showed in the figure 12.

7.2.3 SLCEB – 1st Batch

The results obtained in the 1st batch of SLCEB are showed in the table 10. The experimental curves of adherence force versus sliding are showed in the figure 13. The large variety in the results



Força means Force, Escorregamento Sliding and CP stands for SP

Figure 11

Curves of force versus sliding of preliminary test

is because of the inadequate quality of SLCEB in these tests.

7.2.4 SLCEB – 3rd Batch

The results obtained to the 3rd batch of SLCEB are showed in the table 11. The experimental curves of adherence force versus sliding are showed in the figure 14.

8. Analysis of results

Some analysis of test results are described in this item.

8.1 Tests of compression

The tests of compression showed according to it were expected that OC is more resistant than SLCEB. The 2nd batch of OC showed higher strength than the 1st batch of OC, which is due to the difference of mixture design.

The specimens of SLCEB showed some strength considerably lower. The 1st and the 3rd batch obtained similar strengths. The batch of SLCEB of the preliminary test showed a lower strength because it was tested with 24 hours of age. The 2nd batch had

segregation and showed a lower value to the other batches, and it was discarded in the rest of the research. The 3rd batch was the best one to demonstrate the characteristics of SLCEB, because it didn't segregate and presented average strength of 12.27 MPa, higher than the others, as can be seen in the tables 4 to 7.

8.2 Splitting tests

The values of strength to splitting test were proportional to the ones of compression strength. The most resistant batches to the compression are also more resistant to the splitting test, which demonstrates a relation between these two variables.

8.3 Pull-out tests

The average bonding strengths are showed in table 12. Through these results, it's noticed that the values of $\tau_{0.10\text{mm}}$ obtained experimentally are considerably higher to the values of f_{bd} based in ABNT NBR 6118 [18]. This difference was larger to SLCEB than OC.

An interesting observation is the difference between τ_{\max} e $\tau_{0.10\text{mm}}$, which to OC is about 50%, and to SLCEB of 0.6% to 6.5%. It

Table 9

Results of pull-out tests with models of OC

Diameter of the bar (mm)	SP	A_{\max} (N.m)	$A_{5\text{mm}}$ (N.m)	l_b (cm)	F_{\max} (kN)	$F_{0.10\text{mm}}$ (kN)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0.10\text{mm}}$ (MPa)	f_{bd} (MPa)
5	1	6.26	17.82	4	6.23	1.47	9.91	2.34	2.79
	2	9.38	29.28	4	9.11	3.85	14.50	6.13	2.79
	3	12.73	39.03	4	10.99	6.18	17.49	9.84	2.79
	4	12.03	39.03	4	10.99	6.18	17.49	9.84	2.79
	Average	10.10	31.29	-	9.33	4.42	14.85	7.03	2.79
6.3	1	17.92	18.21	5	22.43	15.11	22.67	15.27	2.79
	2	22.20	22.64	5	21.93	13.64	22.16	13.78	2.79
	3	30.30	70.97	5	19.87	13.55	20.08	13.69	2.79
	4	24.83	71.03	5	20.47	7.05	20.68	7.12	2.79
	Average	23.81	45.71	-	21.17	12.34	21.40	12.47	2.79
8	1	16.97	67.07	7	20.47	10.48	11.63	5.96	2.79
	2	19.90	90.08	7	24.72	14.38	14.05	8.17	2.79
	3	16.70	92.24	7	25.78	17.08	14.65	9.71	2.79
	4	30.04	92.56	7	24.68	13.74	14.03	7.81	2.79
	Average	20.90	85.49	-	23.91	13.92	13.59	7.91	2.79
10	1	34.15	126.88	9	37.72	17.08	13.34	6.04	2.79
	2	40.84	189.90	9	47.93	26.97	16.95	9.54	2.79
	3	25.40	176.02	9	47.06	29.30	16.65	10.36	2.79
	4	27.42	135.16	9	35.21	11.72	12.45	4.15	2.79
	Average	31.95	156.99	-	41.98	21.27	14.85	7.52	2.79
12.5	1	88.84	104.66	11	62.17	31.36	14.39	7.26	2.79
	2	41.36	41.36	11	61.30	38.73	14.19	8.97	2.79
	3	48.35	108.81	11	66.38	39.05	15.37	9.04	2.79
	4	83.88	199.10	11	65.51	31.22	15.17	7.23	2.79
		65.61	113.49	-	63.84	35.09	14.78	8.12	2.79

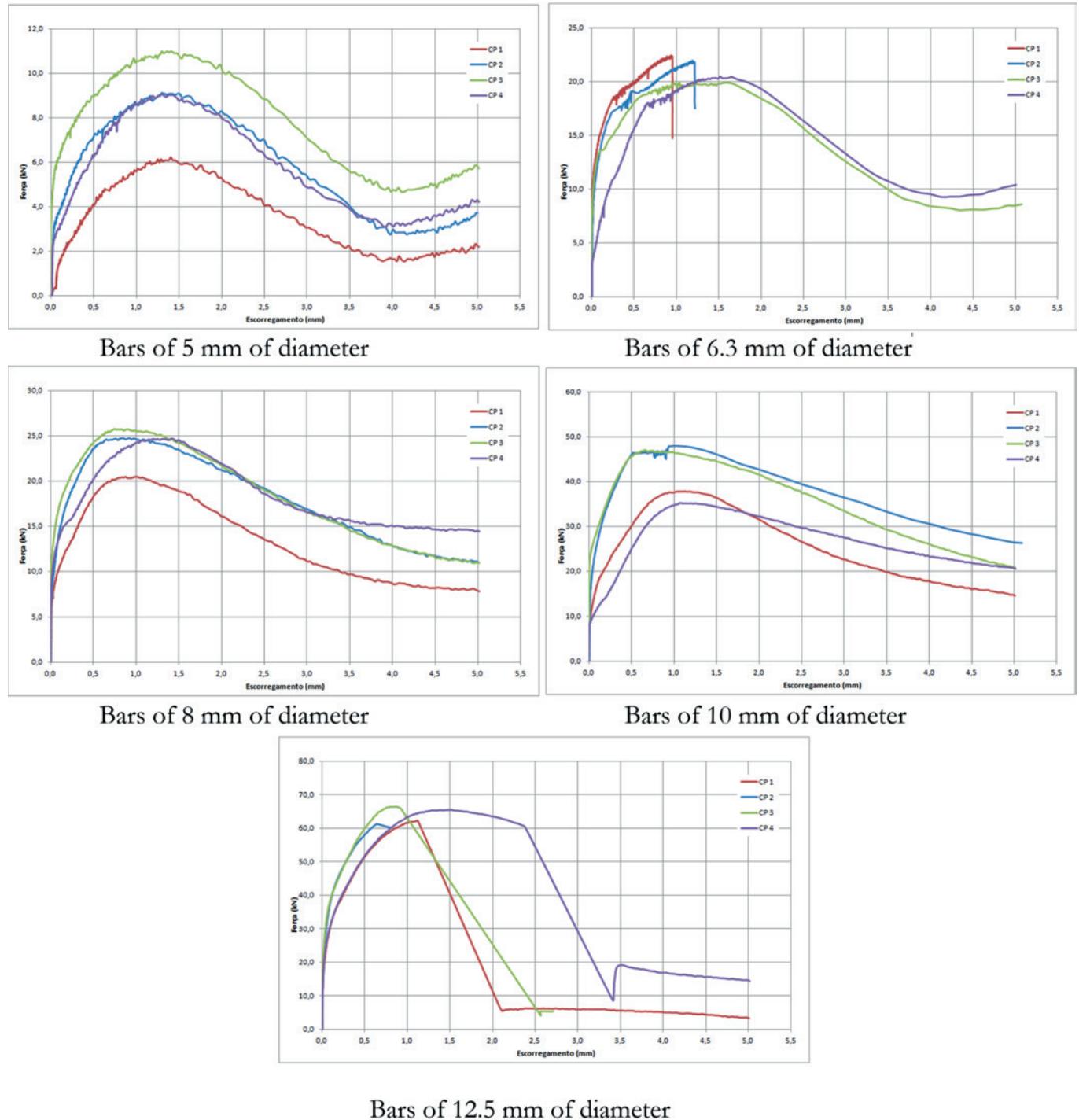


Figure 12
Curves of force versus sliding from batch of OC

indicates that OC has a reservation of bonding strength after the splitting of 0.10 mm, much higher than SLCEB. This reservation of strength is confirmed by tenacity (area under the curve force versus displacement), which is much higher in OC than in SLCEB. The test values showed here to OC are approximated to those from Castro[19], which found a difference between $\tau_{0.10mm}$ and f_{bd} of 156% to high strength concretes (medium strength of concrete to compression equal to 86 MPa).

Bars with larger ribs and consequently with larger diameters have the failure characterized by sliding of the steel and splitting of the concrete, as it can be observed for the bars with 12.5 mm of diameter.

It can be noticed by the difference between $\tau_{0.10mm}$ and f_{bd} and the relative to $\tau_{máx}$ and $\tau_{0.10mm}$ that ABNT NBR 6118 [18] is very conservative to OC. However, this does not happen for SLCEB, because $\tau_{0.10mm}$ is very close to $\tau_{máx}$. The technical literature justifies

the conservative position of standards because of the large dispersion in the tests that have been done until now.

Another comparison can be realized between the average strength of compression (values in the Tables 3 to 7) and the average stress of adherence $\tau_{máx}$ and $\tau_{0.10mm}$ (Table 12), showed in the Table 13. Can be observed that the magnitude of the bond stresses of SLCEB is closer to its strength to compression, while OC has a very different relation.

9. Conclusion

In general, the development of researches about new material is very important to the improvement of civil construction. The correct use of structural lightweight concrete with EPS beads (SLCEB), for example, facilitates the execution of lighter structures, alleviating the loadings of foundation structures, which generates

Table 10
Results of the pull-out tests with models of 1st Batch of SLCEB

Diameter of the bar (mm)	SP	A _{max} (N.m)	A _{5mm} (N.m)	l _b (cm)	F _{max} (kN)	F _{0.10mm} (kN)	τ _{max} (MPa)	τ _{0.10mm} (MPa)	f _{bd} (MPa)
5	1	0.51	12.93	4	4.08	3.75	6.49	5.97	1.19
	2	5.19	19.17	4	5.59	4.67	8.89	7.43	119
	3	0.76	15.61	4	6.41	6.27	10.20	9.98	1.19
	4	6.74	21.94	4	6.73	2.79	10.71	4.44	1.19
	Average	3.30	17.41	-	5.70	4.37	9.07	6.96	1.19
6.3	1	1.03	33.27	5	12.96	12.95	13.09	13.09	1.19
	2	0.88	13.94	5	9.29	8.88	9.39	8.97	1.19
	3	1.50	41.60	5	13.64	13.37	13.79	13.51	1.19
	4	2.28	24.41	5	12.22	11.49	12.35	11.61	1.19
	Average	1.42	28.30	-	12.03	11.67	12.16	11.80	1.19
8	1	3.23	41.59	7	23.40	22.80	13.30	12.96	1.19
	2	1.19	37.56	7	19.96	19.87	11.35	11.29	1.19
	3	3.91	35.42	7	19.37	19.37	11.01	11.01	1.19
	4	7.68	41.43	7	20.65	20.60	11.74	11.71	1.19
	Average	4.00	39.00	-	20.84	20.66	11.85	11.74	1.19
10	1	24.73	75.50	9	36.12	34.98	12.78	12.37	1.19
	2	3.38	65.02	9	30.08	29.48	10.64	10.43	1.19
	3	4.57	76.06	9	38.55	38.37	13.63	13.57	1.19
	4	18.38	62.92	9	30.40	28.75	10.75	10.17	1.19
	Average	12.77	69.88	-	33.79	32.90	11.95	11.63	1.19
12.5	1	9.15	124.74	11	46.38	44.36	10.74	10.27	1.19
	2	10.67	117.13	11	47.38	42.67	10.97	9.88	1.19
	3	3.85	108.39	11	37.27	36.81	8.63	8.52	1.19
	4	7.21	140.57	11	42.07	39.46	9.74	9.13	1.19
	Average	7.72	122.71	-	43.28	40.83	10.02	9.45	1.19

Table 11Results of pull-out tests with models of 3rd Batch of SLCEB

Diameter of the bar (mm)	SP	A _{max} (N.m)	A _{smm} (N.m)	l _b (cm)	F _{max} (kN)	F _{0,10mm} (kN)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0,10mm}$ (MPa)	f _{bd} (MPa)
5	1	2.30	7.75	2.5	5.31	5.31	13.52	13.52	1.19
	2	1.43	8.08	2.5	5.81	5.54	14.81	14.11	1.19
	3	2.01	12.01	2.5	6.68	6.50	17.02	16.65	1.19
	4	0.42	11.45	2.5	4.26	4.26	10.84	10.85	1.19
	Average	1.54	9.82	-	5.52	5.40	14.05	13.76	1.19
6.3	1	0.70	5.84	3.15	8.06	8.06	12.92	12.93	1.19
	2	0.53	8.53	3.15	7.78	7.65	12.48	12.27	1.19
	3	3.08	13.47	3.15	8.74	8.74	14.03	14.02	1.19
	4	0.48	13.87	3.15	7.69	7.65	12.34	12.27	1.19
	Average	1.20	10.43	-	8.07	8.03	12.94	12.87	1.19
8	1	2.04	27.54	4	15.89	15.89	15.80	15.81	1.19
	2	1.32	22.15	4	13.09	13.09	13.02	13.02	1.19
	3	0.88	30.77	4	14.24	14.15	14.16	14.08	1.19
	4	4.61	20.94	4	12.59	12.59	12.52	12.52	1.19
	Average	2.21	25.35	-	13.95	13.93	13.88	13.86	1.19
10	1	4.73	22.16	5	17.17	17.16	10.93	10.92	1.19
	2	12.24	36.39	5	21.52	21.52	13.70	13.70	1.19
	3	10.47	32.94	5	20.69	20.69	13.17	13.17	1.19
	4	11.50	34.37	5	18.86	18.86	12.01	12.01	1.19
	Average	9.74	31.47	-	19.56	19.56	12.45	12.45	1.19

savings without compromising safety and comfort.

It's important to emphasize that in a bibliographic research about SLCEB, the quantity of works about these concrete is small because this is a new material and is not yet widely used. Thus, it's necessary to have more researches about this subject.

The results obtained in experimental tests demonstrate that ABNT NBR 6118 [18] specifies conservative values to the bond strength to the ordinary concrete (OC). It was still noticed that the maximum bond stress of SLCEB is almost equal to its strength to compression, while the OC shows τ_{\max} much higher than $\tau_{0,10mm}$, because of its tenacity is higher. The results indicate that the order of magnitude of strength to compression of SLCEB is close to its bond stress $\tau_{0,10mm}$.

Can be concluded that SLCEB shows a bond capacity smaller than OC, which was expected due to its smaller strength. However, the smaller bond capacity does not invalidate its use, just demonstrates that this characteristic of the material should be used carefully by engineer in the design of a structure with SLCEB.

It was also verified the importance of correct preparation for concrete, because the 2nd batch of SLCEB presented segregation due to the excess of vibration.

In order to reach the values obtained in this research, pull-out tests under monotonic action were performed. But, still there is

the necessity to analyze models that represent the adherence between steel and SLCEB in dynamic tests.

The bond tests between the steel bars and SLCEB have as a goal to contribute with the necessary calculations in situations of anchorage of steel bars in structures with SLCEB.

Although, it's important to mention that the tests were done in this research should be not viewed as enough to formulate theories and assumptions of calculation. Complementary researches should be elaborated.

10. References

- [1] SILVA, R. M.; FREITAS, S. B.; CESAR, T. G. (2014). Estudo da aderência entre barras de aço e concreto leve com pérolas de poliestireno expandido (EPS). 105f. Trabalho de Conclusão de Curso (Dissertação) – Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenheiro Coelho, 2014.
- [2] CATOIA, T. (2012). Concreto Ultraleve® estrutural com pérolas de EPS: caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes. 154f. Tese (Doutorado) – Escola e Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- [3] NEVILLE, A. M. (1996). Properties of concrete. 4.ed. John Wiley & Sons, 1996.

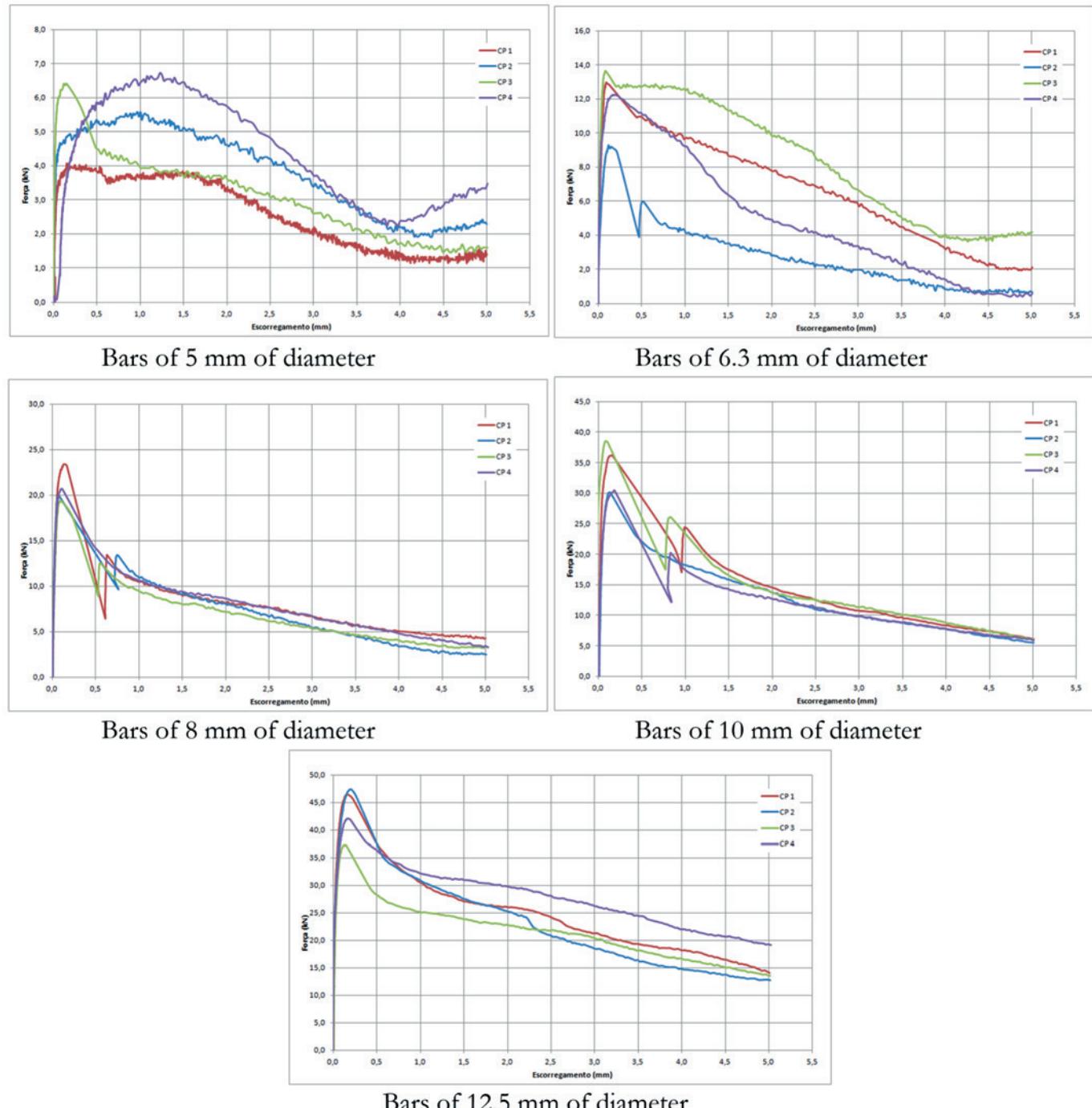
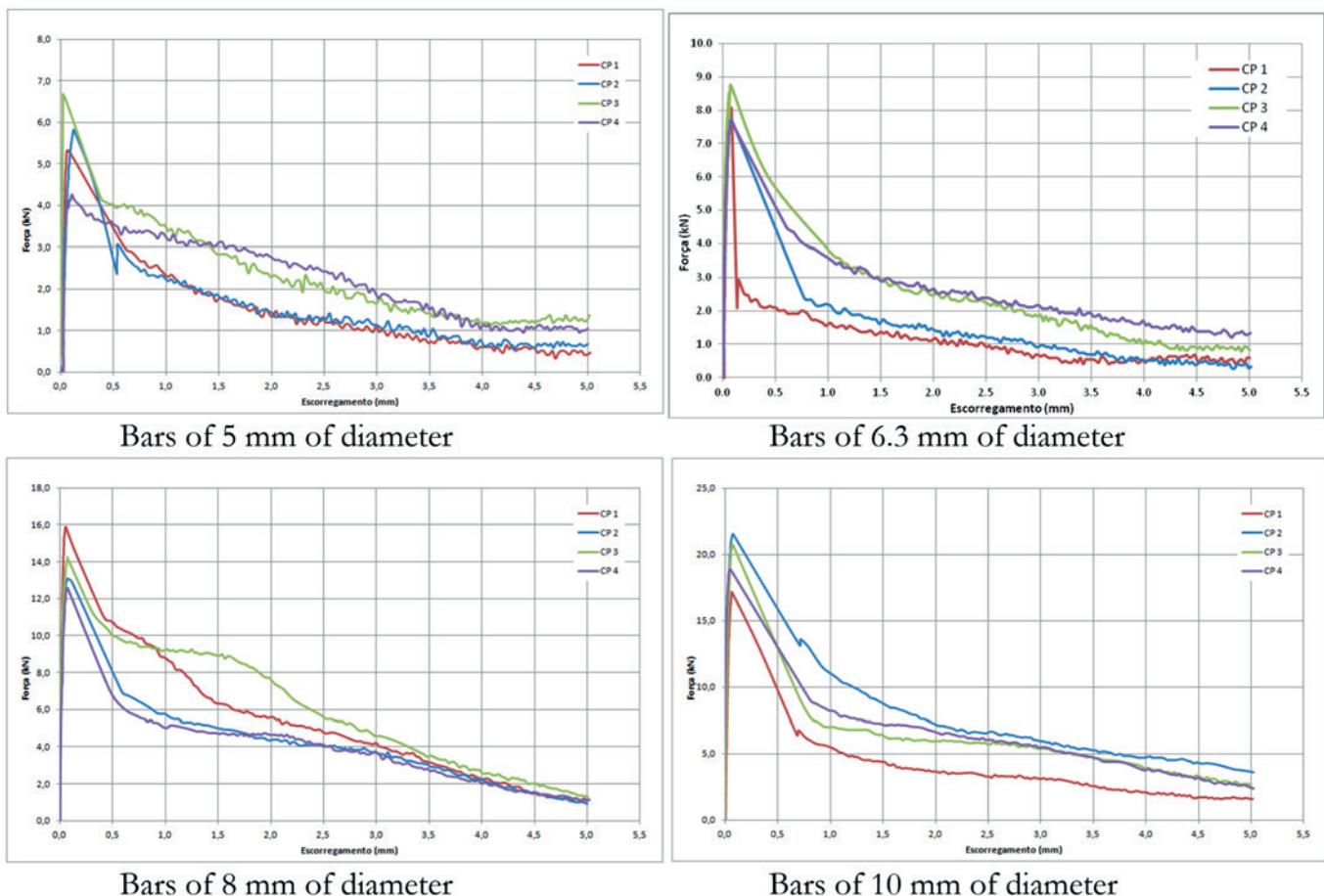


Figure 13
Curves of force versus sliding of the 1st batch of SLCEB

- [4] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). ACI 213R-87: Guide for structural lightweight aggregate concrete, 1995.
- [5] SBRIGHI NETO, C. (2011). Agregados naturais, britados e artificiais para concreto. In: ISAIA, G. C. Concreto: ciência e tecnologia. v.1. 1.ed. São Paulo: Ibracon. Cap.7, p.231-260.
- [6] AITCIN, P. C. (1998). High-performance concrete. Spons Architecture Price Book.
- [7] ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. (2005). Concreto estrutural leve. In: ISAIA, G. C. Concreto: ensino, pesquisa e realizações. v.2. 1.ed. São Paulo: Ibracon. Cap.43, p.1331-1362.
- [8] ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. (2011). Concreto leve estrutural. In: ISAIA, G. C. Concreto: ciência e tecnologia. v.2. 1.ed. São Paulo: Ibracon. Cap.42, p.1531-1568.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO POLIESTIRENO EXPANDIDO (ABRAPEX). (2006). Manual de utilização do EPS na construção civil. São Paulo: Pini.
- [10] CHEN, B.; LIU, J.; CHEN, L. (2010). Experimental study of lightweight expanded polystyrene aggregate concrete containing silica fume and polypropylene fibers. J. Shanghai Jiaotong Univ. (Sci), Shanghai, v.15, n.2, p.129-137.
- [11] SARTORTI, A. L. Comportamento Dinâmico de Lajes Maciças de Concreto Leve com Pérolas de EPS. 2015. 251p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.
- [12] MOMTAZI, A. S. et al. (2010). Durability of lightweight concrete containing EPS in salty exposure conditions. In: International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, 2., 2010, Ancona. Proceedings... Ancona: Università Politecnica delle Marche. p.1-10.
- [13] SANT'HELENA, M. (2009). Estudo para aplicação de poliestireno expandido (EPS) em concretos e argamassas. 87f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, Santa Catarina, 2009.
- [14] PORTO, V. K. J. (2010). Análise experimental de concreto leve estrutural em função dos agregados graúdos. 92f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenheiro Coelho, 2010.



Força means Force, Escorregamento Sliding and CP stands for SP

Figure 14
Curves of force versus sliding of the 3rd batch of SLCEB

- [15] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). Construções de Concreto v.1. Rio de Janeiro: Interciência. 305p.
- [16] ALMEIDA FILHO, F. M. (2006). Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis. Tese de doutorado. São Carlos, EESC – SET (USP), 2006. 310p.
- [17] FUSCO, P. B. (1995) Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo. PINI. 382p.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro.
- [19] CASTRO, C. M. (2012). Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas. São Carlos, 2002. 194f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.

Table 12
Average values for pull-out tests

Batch	Diameter of the bar (mm)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0.10mm}$ (MPa)	f_{bd} (MPa)	Failure mode	$\tau_{0.10mm}/f_{bd}$
OC	5	14.85	7.03	2.79	Sliding of the bar	2.52
	6.3	21.4	12.47	2.79	Yielding and subsequent sliding of the bar	4.47
	8	13.59	7.91	2.79	Sliding of the bar	2.84
	10	14.85	7.52	2.79	Yielding and subsequent sliding of the bar	2.70
	12.5	14.78	8.12	2.79	Sliding of the bar with concrete splitting	2.91
	Average	15.89	8.61	2.5	-	5.40
SLCEB 1 st Batch	5	9.07	6.96	1.19	Sliding of the bar	5.85
	6.3	12.16	11.80	1.19	Sliding of the bar	9.92
	8	11.85	11.74	1.19	Sliding of the bar	9.87
	10	11.95	11.63	1.19	Sliding of the bar	9.77
	12.5	10.02	9.45	1.19	Sliding of the bar with concrete splitting	7.94
	Average	11.01	10.32	2.5	-	5.40
SLCEB 3 rd Batch	5	14.05	13.76	1.19	Sliding of the bar	11.56
	6.3	12.94	12.87	1.19	Sliding of the bar	10.82
	8	13.88	13.86	1.19	Sliding of the bar	11.50
	10	12.45	12.45	1.19	Sliding of the bar	10.46
	Average	13.33	13.24 (-0.68%) ¹	1.01	-	11.13
Preliminary test	10	5.45	5.23 (-4.04%) ¹	1.01	Yielding and subsequent sliding of the bar	5.18

¹ Percentage of difference between $\tau_{0.10mm}$ and τ_{\max} .

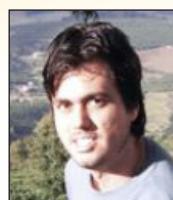
Table 13
Comparison of average strength to compression (f_{cm}) with the bond stresses

Batch	f_{cm} (MPa)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0.10mm}$ (MPa)	f_{cm}/τ_{\max}	$f_{cm}/\tau_{0.10mm}$
OC	43.18	15.89	8.61	2.72	5.02
SLCEB 1 st Batch	10.84	11.01	10.32	0.98	1.05
SLCEB 3 rd Batch	12.27	13.33	13.24	0.92	0.93
SLCEB preliminary test	5.75	5.45	5.23	1.06	1.10

- [20] RILEM-FIP-CEB. (1973). Bond test for reinforcing steel. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-Out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. RILEM Journal Materials and Structures, v.6, n.32, p.96-105. Mar./Apr. 1973.

Adherence between steel bars and lightweight concrete with EPS beads

Aderência entre barras de aço e concreto leve com pérolas de EPS



A. L. SARTORI ^a
artur.sartori@ucb.org.br

L. M. PINHEIRO ^b
libanio@sc.usp.br

R. M. DA SILVA ^c
raphael.vertice@live.com

S. B. FREITAS ^a
samuelfreitas1985@gmail.com

T. G. CESAR ^d
tiago.cesar.l5@hotmail.com

Abstract

This paper describes the adherence behavior of a structural lightweight concrete with EPS beads (SLCEB) in a monotonic loading, based in a bibliographic review and in pull-out tests. The results of these SLCEB tests were compared with those of an ordinary concrete (OC) and with the values based in indications of the Brazilian code ABNT NBR 6118:2014 – Design of concrete structures. The pull-out tests of two batches of SLCEB and one of OC were analyzed, in a total of 60 tests. Mechanical characteristics were determined too, such as: compressive strength and tensile strength in split cylinder test. The calculated results according to the above mentioned standard were very different from those obtained in the tests, indicating that the theoretical values are more conservative than the experimental ones. It was also verified that it is possible to use SLCEB in structures with respect to the adequate adherence of reinforcement in the concrete.

Keywords: lightweight concrete with EPS, anchoring by adherence, sliding, splitting, adherence stress.

Resumo

Este artigo descreve o comportamento da aderência de um concreto leve estrutural com pérolas de EPS (CLEPE) sob carregamento monotônico, com base em revisão bibliográfica e em ensaios de arrancamento. Os resultados desses ensaios de CLEPE foram comparados com os de um concreto convencional (CC) e com os valores baseados nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto. Foram analisados os ensaios de arrancamento de dois lotes de CLEPE e um de CC, totalizando 60 ensaios. Também foram determinadas características mecânicas, tais como: resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral. Os resultados calculados de acordo com a norma citada foram muito diferentes dos obtidos nos ensaios, indicando que os valores teóricos são mais conservadores do que os experimentais. Verificou-se também que é possível usar o CLEPE em estruturas, no que diz respeito à adequada aderência da armadura ao concreto.

Palavras-chave: concreto leve com EPS, ancoragem por aderência, deslizamento, fendilhamento, tensão de aderência.

^a Centro Universitário Adventista de São Paulo – UNASP, São Paulo, SP;
^b Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP, São Carlos, SP;
^c União Central Brasileira da Igreja Adventista para região leste do estado de São Paulo;
^d Associação Central Paranaense da Igreja Adventista do Sétimo Dia.

Received: 16 Mar 2015 • Accepted: 13 Apr 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

A aderência é responsável pelo comportamento solidário entre aço e concreto. A sua ruptura é frágil e, portanto, precisa ser evitada. Atualmente, a aplicação do concreto leve em estruturas intensifica a necessidade do estudo da aderência entre barras de aço e esses novos concretos, para que assim sejam estabelecidas regras para cálculo de ancoragem e de comprimentos de traspasse (SILVA, FREITAS e CESAR [1]).

O Concreto Leve Estrutural com Pérolas de EPS (CLEPE) é o material foco do presente artigo. O Poliestireno Expandido (EPS) é um derivado do petróleo que possui até 98% de vazios, sendo utilizado no CLEPE para reduzir a massa específica em até 50% ou ainda mais, quando comparado ao concreto convencional, de acordo com Catoia [2].

O CLEPE é um material relativamente novo no cenário técnico e possui características peculiares que acompanham a redução da massa específica. Diminuição da resistência à compressão, alteração na resistência à tração e mudança na resistência de aderência entre aço e concreto podem ser citadas entre essas características.

Neste trabalho é descrito um embasamento teórico sobre a aderência aço-concreto, e posteriormente são apresentados resultados obtidos em laboratório, que podem ser utilizados para estimativa da resistência de aderência aço-CLEPE.

2. Concreto leve estrutural com pérolas de EPS

Popularmente, o termo “concreto” refere-se a algo sólido e que possui peso considerável. A associação do termo “leve” ao concreto pode causar certa perplexidade ao público leigo, que não esperaria tal característica em um concreto.

Entretanto, a necessidade de melhorar características específicas, como a redução do peso próprio, levou a ciência do concreto a desenvolver soluções especiais, entre elas o concreto leve.

O concreto leve pode ser definido como um material caracterizado pela baixa massa específica, em relação aos concretos comuns. Neville [3] indica que o intervalo prático de massa específica dos concretos leves é de 300 kg/m³ a 1800 kg/m³. Porém, nada impede que outras massas específicas, fora desse intervalo, também possam ser consideradas como pertencentes a concretos leves.

O ACI 213R-87 [4] classifica os concretos leves em três grupos, em função da massa específica, influenciada diretamente pelo teor de cimento e pelo tipo de agregado leve utilizado, cuja origem pode ser natural ou artificial, conforme descrito por Sbrighi Neto [5]. Esses grupos são: concretos isolantes, destinados principalmente à composição de painéis de vedação isolantes térmicos; concretos com resistências moderadas, que possuem aplicação em enchimentos de pisos e em outras de menor responsabilidade; e concretos estruturais, que devem ter resistência mínima de 17 MPa.

O uso de concretos leves teve início há 1850 anos, no Panteão romano, reconstruído, após um incêndio, pelo imperador Adriano (AÍTCIN [6]). Um relato histórico interessante pode ser encontrado em Rossignolo e Agnesini [7] e Rossignolo e Agnesini [8], que destacam a aplicação de concretos leves em obras emblemáticas e de grande porte, como edifícios altos e grandes pontes.

A concepção de concreto leve com poliestireno expandido (EPS) surgiu com o desenvolvimento da tecnologia do concreto e a constante preocupação com a questão da sustentabilidade.

A Associação Brasileira de Poliestireno Expandido – ABRAPEX [9] define concreto leve com EPS como um concreto do tipo cimento e areia que, no lugar da pedra britada, utiliza EPS na forma de pérolas expandidas ou de flocos reciclados. A mistura de cimento e areia, ao endurecer, envolve as partículas de EPS, cujo volume é constituído de 95% a 98% de ar, proporcionando um concreto de baixa densidade.

O estudo do concreto leve com EPS é indicado por Chen *et al.* [10] como tendo início em 1973. Nos últimos anos, algumas pesquisas e estudos experimentais conduziram a um bom avanço na tecnologia de concretos com EPS, como os realizados por Catoia [2] e Sartori [11].

Foram avaliadas dosagens, resistências, fluência, retração e aplicações, e também foram realizados estudos sobre a durabilidade de concretos leves com EPS, como os indicados por Momtazi *et al.* [12]. Nas pesquisas dos citados autores, várias dosagens com o uso de EPS foram elaboradas, obtendo-se resultados satisfatórios quanto à absorção de água pelo concreto, resistência à condutividade elétrica e uso do concreto em ambiente marinho.

No Brasil, algumas pesquisas foram feitas com o concreto leve com pérolas de EPS. Podem ser citadas as pesquisas de: Sant’Helena [13], que produziu concretos com substituição parcial dos agregados graúdos por EPS em pérolas, nas proporções de 20% e 40%, chegando a resultados que caracterizaram concreto leve sem função estrutural; Porto [14], que ensaiou corpos de prova cilíndricos para obtenção de resistência à compressão e módulo de elasticidade de concretos “semileves”, com agregados graúdos normais e parte do volume de agregados substituído por pérolas de EPS; e Catoia [2], que fez uma extensa caracterização do concreto leve com pérolas de EPS, utilizada neste artigo.

Com a definição de concreto leve com EPS (CLE), observa-se que



Figura 1
Ensaio de espalhamento do CLEPE
Fonte: Catoia (2), p. 55

existem semelhanças entre esse material e alguns concretos com agregados leves, e outras semelhanças entre ele e os concretos celulares. De fato, segundo Neville [3], o termo concreto não deveria ser utilizado para esse material, pois ele não tem agregados graúdos. Sugere-se, portanto, neste artigo, que a classificação do concreto leve com pérolas de EPS (CLPE - variação do concreto leve com EPS) seja enquadrada de forma intermediária entre o concreto leve com agregados leves e o concreto celular.

De forma geral, os materiais que constituem o CLEPE são cimento, agregado miúdo, EPS (em substituição ao agregado graúdo, porém não com a mesma função deste), água e aditivos superplastificantes. A Figura 1 ilustra o CLEPE em seu estado fresco, e a Figura 2, a superfície retificada de um corpo de prova cilíndrico de CLEPE.

Catoia [2] obteve resultados para o CLEPE de três dosagens diferentes, que variaram na quantidade de cimento. Entre os diversos resultados, destacam-se três, obtidos aos 28 dias de idade. A resistência média à compressão variou de 13 MPa a 17 MPa. O módulo de elasticidade teve sua variação na faixa de 8 GPa a 11 GPa. Já o peso específico ficou entre 12 kN/m³ e 13,5 kN/m³.

Dentre as aplicações mais usuais do CLEPE estão: painéis de vedação, lajes maciças de pequenos e médios vãos, pré-fabricados em geral e peças ornamentais.

3. Princípios da aderência aço-concreto

Conforme Leonhardt e Mönnig [15], o concreto armado tem boas características como um material amplamente empregado na construção civil, e elas se devem à solidarização entre a armadura e o concreto, proveniente da aderência.

A aderência pode ser encarada como o fenômeno que permite o funcionamento do concreto armado como material estrutural. Sem ela, a armadura deslizaria dentro da matriz de concreto, e a peça teria um comportamento similar ao de uma estrutura de concreto simples.

Apesar da grande importância da aderência entre concreto e aço, este assunto é um dos mais difíceis de serem plenamente compreendidos, segundo Almeida Filho [16]. Isto se deve ao número elevado de dificuldades teóricas e experimentais encontradas no estudo da aderência. De acordo com Fusco [17], a aderência pode ser explicada com a soma de três mecanismos resistentes: adesão; atrito e engrenamento mecânico.

3.1 Aderência por adesão

A aderência por adesão é a parcela de resistência verificada na separação direta de uma chapa de aço do concreto, devida a uma força normal a essa chapa. Sua origem está nas ligações físico-químicas que se desenvolvem na interface dos dois materiais, durante a hidratação do cimento. Possui um valor relativamente baixo e exerce pouca influência no valor total da aderência.

3.2 Aderência por atrito

Leonhardt e Mönnig [15] comentam que quando a adesão é rompida por um deslocamento relativo insignificante, aparece a ade-

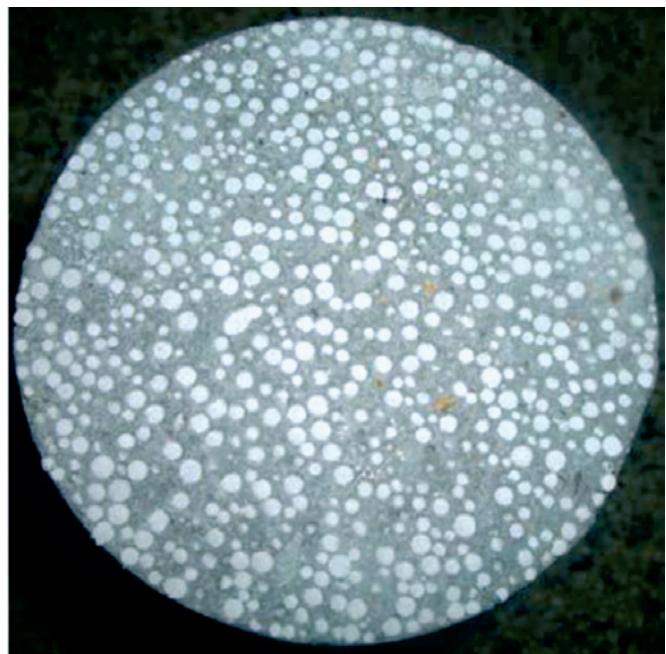


Figura 2

Aparência do CLEPE endurecido

Fonte: Catoia (2), p. 51

rência por atrito desde que existam pressões transversais às armaduras. Essas pressões transversais são devidas a forças ou à própria retração do concreto.

Segundo Fusco [17], as forças de atrito dependem também do coeficiente de atrito entre aço e concreto, o qual é função da rugosidade superficial da barra. Quando essa rugosidade é muito grande, a parcela resistida pelo atrito confunde-se com a aderência por engrenamento mecânico.

3.3 Aderência por engrenamento mecânico

Com o engrenamento mecânico oferecido pelas mossas (entalhes, cavidades, reentrâncias) e pelas nervuras das barras, formam-se “consolos de concreto”, que são solicitados ao corte antes que a armadura possa deslizar dentro do concreto, conforme Leonhardt e Mönnig [15]. Essa parcela de resistência é a mais efetiva e confiável. Fusco [17] ainda comenta que essa aderência existe também nas chamadas barras lisas, devido à conformação superficial irregular dessas barras.

Vale ser destacado que, na prática, a separação da aderência nas três parcelas é somente esquemática, pois não é possível determinar cada uma separadamente. Outros fatores que interferem no comportamento são indicados por Almeida Filho [16], que são: dosagem do concreto, temperatura e umidade da matriz; idade do concreto e valores da resistência do concreto à tração; tipo de barra e comprimento de ancoragem; velocidade do carregamento e sua repetição.

Outro fator de extrema importância é a posição da armadura. Na parte superior das peças de concreto, a exsudação é maior e a adesão é prejudicada. A ABNT NBR 6118 [18] trata as regiões de

uma peça como zonas de boa e de má aderência. As condições são estabelecidas no item 9.3.1 da referida norma.

4. Mecanismos de ruptura da aderência

Almeida Filho [16] descreve alguns tipos de ruptura da aderência, entre os quais se destacam: deformação elástica, fissuração secundária, fissuração por fendilhamento longitudinal e esmagamento do concreto nas nervuras das barras longitudinais. A Figura 3 ilustra esses quatro mecanismos de ruptura.

O deslizamento e o arrancamento da barra são consequências de uma das formas de ruptura indicadas na Figura 3. Via de regra, essas rupturas são frágeis, pois estão relacionadas com o concreto. Exceção faz-se à deformação plástica excessiva, que se refere à barra de aço.

Quando o comprimento de ancoragem é grande o suficiente para evitar a ruína frágil por algum dos mecanismos ora citados (fissuração secundária, fissuração longitudinal e esmagamento do concreto), a ruptura dar-se-á por escoamento do aço. Esta forma de ruptura é mais dúctil.

5. Ensaios para determinação da resistência de aderência

Segundo Castro [19], ao estudar a aderência entre o concreto e a armadura, levam-se em conta dois problemas: ancoragem da armadura e fissuração do concreto.

Para ancoragem por aderência, o principal ponto é determinar o comprimento necessário para que haja transferência dos esforços

da armadura para o concreto, conservando a integridade do concreto na região de ancoragem, a resistência das outras barras que permanecem no trecho em que a barra ancorada foi suprimida, e a resistência e a rigidez da barra aos esforços que atuam na região ancorada (CASTRO [19]).

Para a fissuração das peças de concreto armado, tem-se como meta a manutenção das aberturas abaixo de limites aceitáveis. Portanto, é necessário que, ao se realizarem os ensaios, seja dada atenção às peculiaridades do fenômeno que se quer estudar.

5.1 Ensaio de arrancamento

De acordo com Castro [19], visando a ancoragem das barras de aço, a resistência de aderência pode ser obtida nos ensaios de arrancamento. Os resultados desses ensaios são apresentados em forma de curvas tensão de aderência versus deslizamento, sendo a tensão de aderência e o deslizamento medidos na extremidade livre da barra.

Conhecidas as dimensões do modelo, é difícil medir a variação de tensão ao longo do comprimento de aderência. No dimensionamento das regiões de ancoragem, assume-se que na ruptura as tensões de aderência são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de ancoragem. Do ponto de vista prático essa hipótese é razoável, pois simplifica o modelo de cálculo.

Em aplicações usuais sob confinamento moderado, essa hipótese tem certo respaldo em relação ao comportamento real da ancoragem. Ao aumentarem as forças mobilizadas pela aderência, desenvolvem-se fissuras longitudinais e radiais ao longo das barras ancoradas, o que resulta na perda de rigidez do concreto

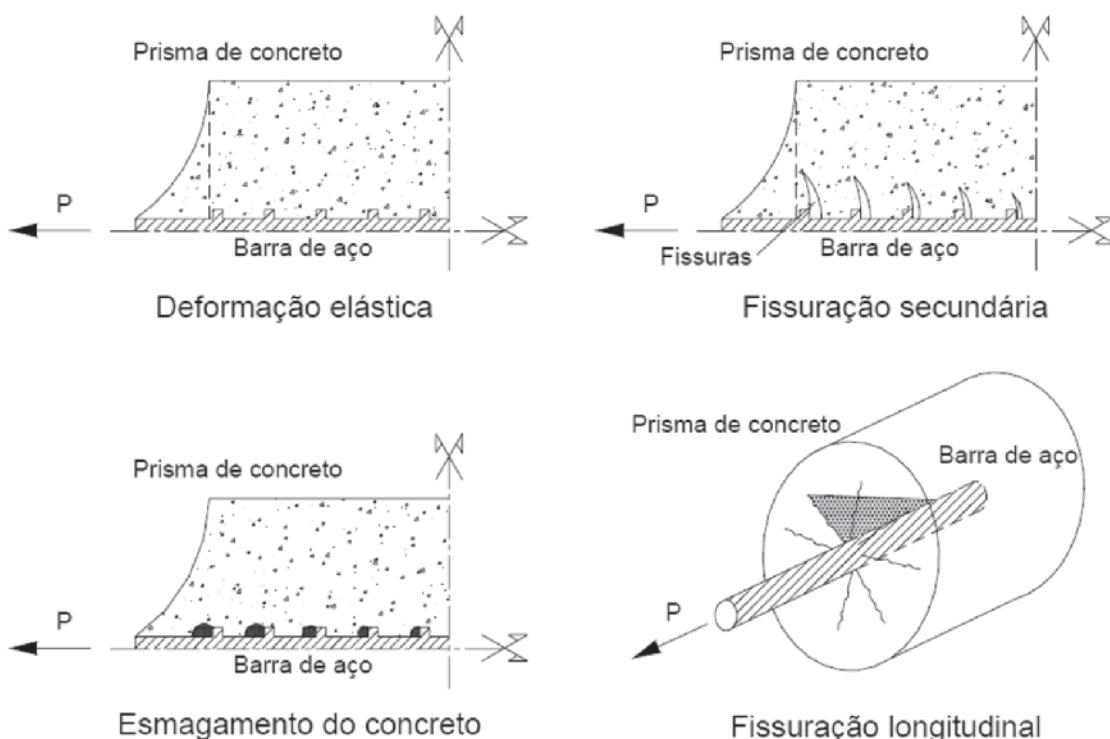


Figura 3

Mecanismos de ruptura da aderência aço-concreto | Fonte: Almeida Filho (16) p. 63

adjacente à barra e também em uma redistribuição de tensões na região de ancoragem. Antes da ruptura, as tensões de aderência se tornam cada vez mais uniformemente distribuídas, de acordo com Castro [19].

Os resultados obtidos através dos ensaios de arrancamento são representados, geralmente, pelos valores médios da tensão de aderência, imaginando-se que, no momento em que acontece o arrancamento, há uma transferência de tensão, que atua em todo o comprimento da barra, para a massa de concreto. Neste caso, pode-se observar que a capacidade de aderência admitida para determinada situação resulta em um valor menor em relação à tensão de aderência que pode ser obtida dentro desses pequenos intervalos de ancoragem. Sendo assim, os valores médios são obtidos com a Equação 1:

$$\tau_b = F_t / (u \cdot l_b) \quad (1)$$

τ_b é a tensão média de aderência (Pa); F_t , a intensidade da força que solicita a barra (N); u , o perímetro da barra envolvida pelo concreto (m); l_b , o comprimento de ancoragem (m).

Leonhardt e Mönnig [15] indicam que a resistência de aderência de cálculo, representada por f_{bd} , é definida como a tensão de aderência para a qual ocorre um deslizamento de 0,1 mm na extremidade livre da barra. Portanto, a resistência f_{bd} pode ser dada pela Equação 2.

$$f_{bd} = F_{t(s=0,1mm)} / (u \cdot l_b) \quad (2)$$

$F_{t(s=0,1mm)}$ é a intensidade da força que solicita a barra para que ocorra um deslizamento s igual a 0,1 mm na extremidade da barra (N). Neste caso, a resistência de aderência efetiva, ou seja, a tensão máxima de aderência é bem maior que o valor de cálculo f_{bd} , inclusive para barras com nervuras, que pode atingir até o dobro desse valor e alcançar deslizamentos de até 1 mm. Por questões de segurança, recomenda-se para o dimensionamento um valor bas-

tante afastado da resistência efetiva última, devido aos grandes valores de dispersão da resistência de aderência (CASTRO [19]).

5.1.1 Ensaio de arrancamento segundo a RILEM-FIP-CEB

Um dos ensaios mais conhecidos é o *pull-out-test*, proposto pela RILEM-FIP-CEB [20] e ilustrado pela Figura 4.

De acordo com Castro [19], o ensaio utiliza um corpo de prova cúbico com uma barra centralizada, como indicado na Figura 4. A barra de aço é arrancada do corpo de prova por meio de uma força de tração no lado em que há contato com a placa de apoio, medindo-se o deslocamento da barra em relação ao concreto, na extremidade carregada. A resistência média do concreto à compressão deve estar entre 27 MPa e 33 MPa, e a velocidade de carregamento V_p (em kgf/s) deve ser determinada para cada diâmetro φ da barra, com valor em centímetros, por meio da Equação 3.

$$V_p = 5 \cdot \varphi^2 \quad (3)$$

A RILEM-FIP-CEB [20] considera como referência a tensão de aderência para um concreto com resistência à compressão de 30 MPa. Pode ser admitida uma tolerância na resistência média do concreto à compressão (f_{cm}) de até 10%. Há uma transformação linear das forças de tração encontradas no ensaio, com o emprego da Equação 4.

$$\tau_b = (0,0637 \cdot F_t \cdot 30) / (\varphi^2 \cdot f_{cm}) \quad (4)$$

τ_b é a tensão média de aderência (MPa); F_t , a intensidade da força na barra (kN); φ , o diâmetro da barra (mm); f_{cm} , a resistência média do concreto à compressão (MPa).

5.2 Prescrição da ABNT NBR 6118 sobre aderência

A ABNT NBR 6118 [18] determina que, em relação à ancoragem

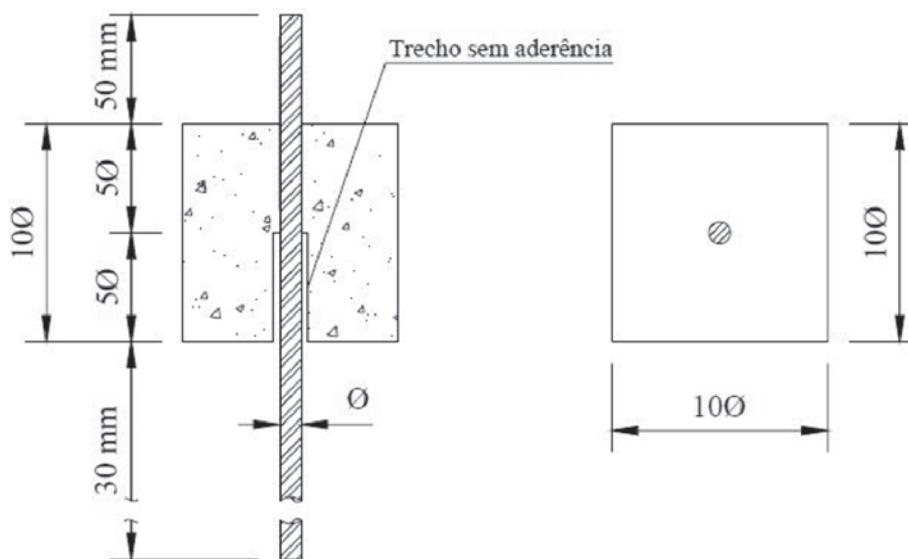


Figura 4

Corpo de prova para o ensaio de arrancamento indicado pela RILEM-FIP-CEB (20)

Fonte: CASTRO (19), p. 55

de armaduras passivas, o cálculo da resistência de aderência (f_{bd}) entre a armadura e o concreto seja feito com a Equação 5. Essa equação fornece a tensão de aderência para um escorregamento de 0,10 mm da barra.

$$f_{bd} = (\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c \quad (5)$$

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão; γ_c , o coeficiente minorador da resistência do concreto, que em condições de projeto é admitido em geral com o valor de 1,4; η_1 é o parâmetro que considera a rugosidade da barra de aço (1,0 para barras lisas; 1,4 para barras entalhadas; 2,25 para barras nervuradas); η_2 é o parâmetro que considera a posição da barra durante a concretagem (1,0 para situações de boa aderência; 0,7 para situações de má aderência); η_3 é o parâmetro que considera o diâmetro da barra (1,0 para diâmetros $\varphi \leq 32$ mm; $(132-\varphi)/100$, para diâmetros $\varphi > 32$ mm, com φ = diâmetro da barra em mm).

Tabela 1

Características gerais dos corpos de prova dos ensaios de arrancamento

Lote	Número de modelos	Bitola (mm)	Altura de concreto (cm)	Comprimento de aderência (cm)	Idade no ensaio ¹
Ensaio-piloto	2	10	20	15	24 horas
	2	10	30	25	
CLEPE 1º Lote	4	5	9	4	29 e 30 dias ²
	4	6,3	10	5	
	4	8	12	7	
	4	10	14	9	
	4	12,5	16	11	
CLEPE 2º Lote	4	5	9	4	155 dias
	4	6,3	10	5	
	4	8	12	7	
	4	10	14	9	
	4	12,5	16	11	
CLEPE 3º Lote	4	5	5	2,5	127 dias
	4	6,3	6,3	3,15	
	4	8	8	4	
	4	10	10	5	
CC	4	5	9	4	35 e 36 dias ³
	4	6,3	10	5	
	4	8	12	7	
	4	10	14	9	
	4	12,5	16	11	

¹ As idades variaram em função da disponibilidade dos equipamentos de ensaio;

² Os ensaios aos 29 dias foram dos modelos com barras de diâmetros 5 mm, 6,3 mm e 8 mm;

³ Os ensaios aos 35 dias foram dos modelos com barras de diâmetros 5 mm e 6,3 mm.

6. Ensaios de arrancamento de barras de aço embutidas em CLEPE

Os ensaios de arrancamento realizados nesta pesquisa totalizaram 60 modelos, incluindo uma dosagem de controle em Concreto Convencional (CC) e três dosagens de CLEPE. A Tabela 1 apresenta as características dos corpos de prova ensaiados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, com datas de moldagem e de ensaio e idades do concreto nos dias de ensaio.

6.1 Materiais utilizados

– Concreto comum

Para a fabricação do concreto convencional foi utilizado cimento do tipo CP-V ARI com massa específica aparente

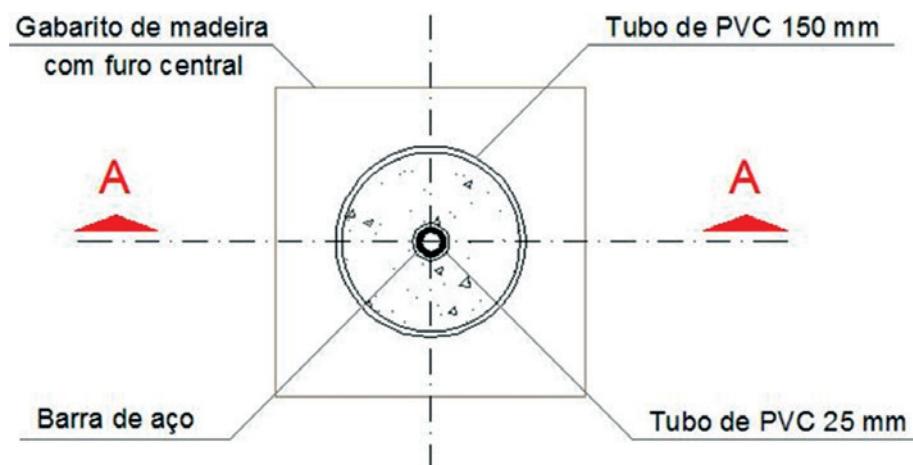


Figura 5
Planta dos modelos

de 1095 kg/m³, areia com massa específica aparente de 1628,63 kg/m³ com dimensão máxima característica de 4,8 mm e agregado graúdo de origem basáltica com massa específica aparente igual a 2867,63 kg/m³ e dimensão máxima característica de 19 mm.

O lote único de CC teve dosagem em massa de 1:2,5:2,5:0,5:0,01 (cimento, areia, brita, água e superplastificante).

A resistência à compressão foi medida em ensaios em corpos de prova cilíndricos de 100 mm por 200 mm, com as extremidades retificadas. Nesses ensaios foram utilizados apoios de aço e a velocidade

de carregamento foi de 2,4 kN/s. A caracterização estática foi feita por meio de ensaios de compressão e de compressão diametral em corpos de prova de mesmas dimensões, e de acordo com as normas ABNT NBR 5739 [21] e ABNT NBR 7222 [22], respectivamente.

- CLEPE

Os materiais utilizados na confecção do CLEPE foram os já descritos neste artigo. As dosagens em massa para cada lote foram:

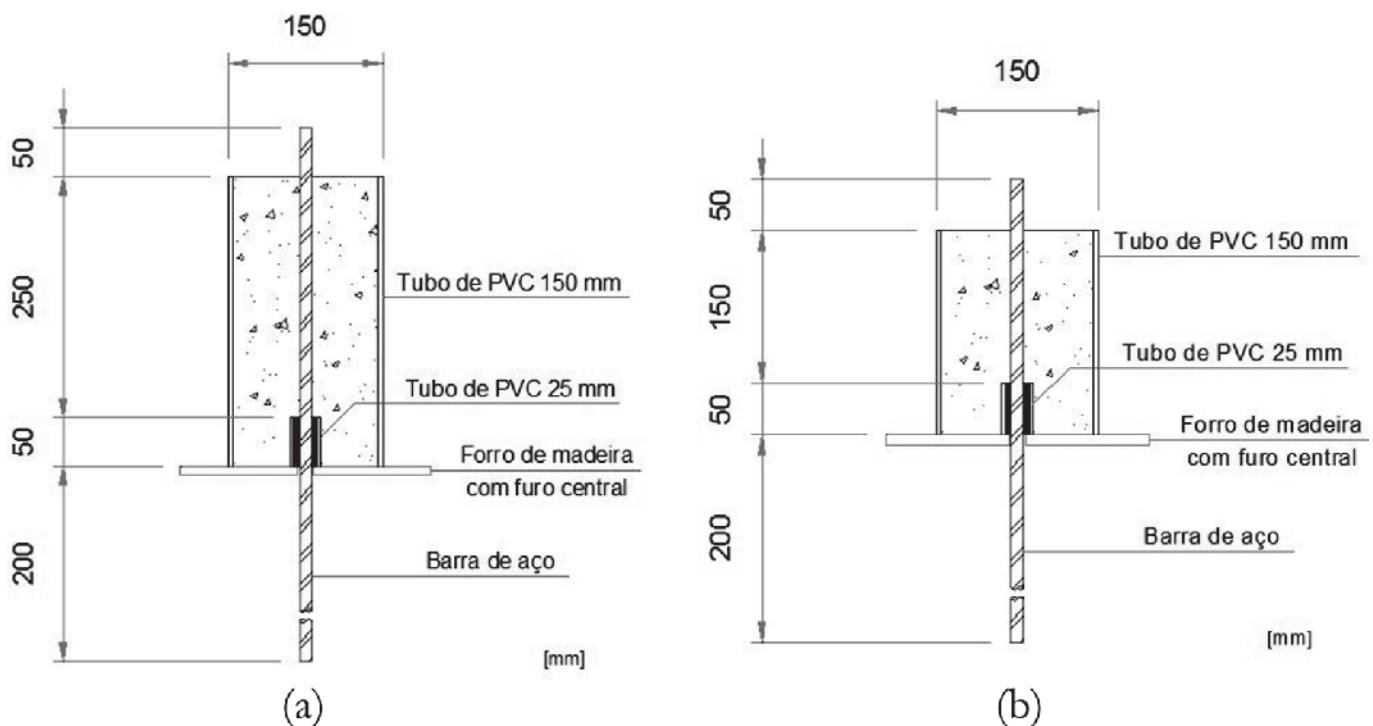
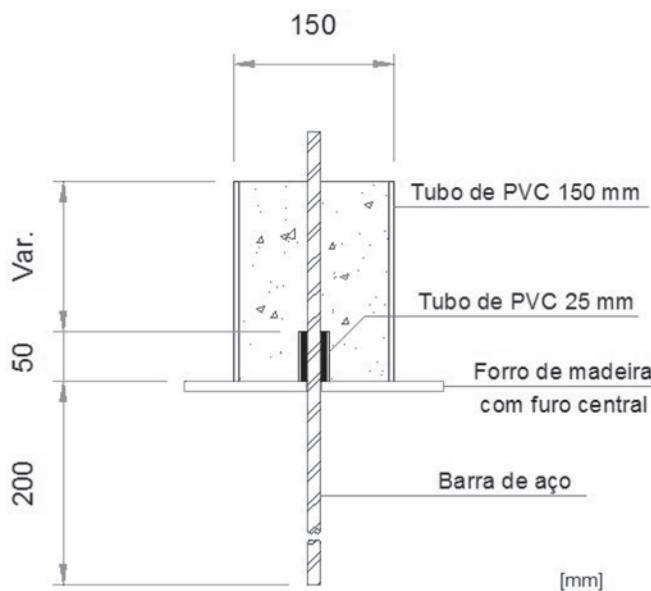


Figura 6
Seção transversal das formas: ensaio-piloto e 1º lote de CLEPE (a); 1º lote de CC (b)

**Figura 7**

Seção transversal das formas do 2º e do 3º lote de CLEPE

ensaio-piloto e 1º lote – 1:1:0,0296:0,32:0,012 (cimento, areia, EPS, água e superplasticificante); 2º lote – 1:1:1,35:0,34:0,013; 3º lote – 1:1:1,5:0,28:0,01. As resistências foram medidas de modo igual ao do CC.

Foram empregadas barras de aço nervuradas de CA-50 e CA-60, com diâmetros nominais de 5 mm (CA-60); 6,3 mm; 8 mm; 10 mm e 12,5 mm (CA-50). A superfície das barras de CA-50 é caracterizada por nervuras transversais, inclinadas em relação ao eixo da barra, e por duas nervuras longitudinais diametralmente opostas, cujos eixos são paralelos ao eixo da barra.

**Figura 8**

Confecção dos corpos de prova

6.2 Geometria dos modelos dos ensaios de arrancamento

O ensaio de arrancamento consiste em prender a peça de concreto e aplicar uma força de tração na barra de aço até que ela escorregue dentro do concreto e/ou provoque seu fendilhamento. Os corpos de prova foram moldados em formas cilíndricas confecionadas com um tubo de PVC de diâmetro 150 mm. Esses modelos se apoiavam sobre placa de madeira com um furo central, para a passagem da barra de aço. Para minimizar o efeito da pressão transversal que ocorre devido à deformação transversal impedida no prato da prensa, deve ser provido um trecho sem aderência. Para isso, na moldagem dos corpos de prova, foi utilizado um tubo de PVC com diâmetro de 25 mm e comprimento de 50 mm preenchido com Etil Vinil Acetato (EVA), para evitar que o concreto entre nessa região. As Figuras 5 e 6 ilustram as formas utilizadas para concretagem dos modelos do ensaio-piloto, do 1º lote de CLEPE e do lote único de CC. Após a execução dos ensaios-piloto, verificou-se que o comprimento de aderência estava excessivo, e foi necessário adaptar os primeiros lotes de CLEPE e de CC. Com o auxílio de uma serra tipo policorte com disco diamantado, foi removido um trecho de concreto, modificando sua altura e adaptando-a à mesma altura dos corpos de prova do 2º lote de CLEPE. Para a moldagem dos demais lotes, as alturas das formas variaram em função do diâmetro das barras de aço (50 mm mais cinco vezes o diâmetro da barra). A Figura 7 ilustra a seção transversal das formas utilizadas na moldagem do 2º e do 3º lote de CLEPE. A Figura 8 ilustra a confecção dos corpos de prova dos ensaios de arrancamento.

6.3 Execução dos ensaios

Os corpos de prova foram separados por tipo de concreto e por diâmetro das barras, e foram posicionados na máquina de ensaio (Instron®) na parte superior, com a barra de aço na direção vertical, conforme ilustra a Figura 9.



Figura 9
Posicionamento do corpo de prova para o ensaio de arrancamento

Na parte superior do corpo de prova, foi posicionado um transdutor indutivo de deslocamento (Figura 10), e a barra foi fixada pelas garras do equipamento de ensaio. Após isto, foi possível dar início à aplicação de carga, com velocidade de 5 mm/s, e registrar os术lizamentos. A velocidade de deslocamento foi adotado tendo



Figura 10
Posicionamento do transdutor indutivo de deslocamento

em vista a otimização do tempo de uso do equipamento de ensaio.

6.3.1 Ensaios-piloto

Quatro corpos de prova de CLEPE foram separados para serem ensaiados com 24 horas de idade, todos com barra de 10 mm de diâmetro. O CP1 e o CP2, com altura de 300 mm, e o CP3, com altura de 200 mm, resultaram em escoamento da barra. Somente o CP4, com altura de 200 mm, resultou em arrancamento da barra. Assim, verificou-se que o comprimento de aderência estava muito grande e que seria necessário diminuir.

6.3.2 Ensaios definitivos

O plano definitivo dos ensaios de arrancamento foi ajustado para que não ocorresse o escoamento das barras de aço. Com esse objetivo, foram utilizadas as recomendações da RILEM-FIB-CEB [20], que estabelece que o comprimento aderente seja de cinco vezes o diâmetro da barra e que o comprimento não aderente também seja de cinco vezes o diâmetro da barra.

Tabela 3
Caracterização do 1º lote de CC

CP	Compressão		Compressão diametral		Tração	Observações
	F _{ci} (kN)	f _{ci} (MPa)	F _{ct,sp} (kN)	f _{ct,sp} (MPa)		
1	334,8	42,63	60,4	1,92	1,73	Não segregou
2	348,1	44,33	86,8	2,76	2,49	Não segregou
3	330,2	42,05	105,5	3,36	3,02	Não segregou
4	343,4	43,72	94,0	2,99	2,69	Não segregou
Média	339,13	43,18	86,68	2,76	2,48	-

Legenda válida para as Tabelas 3 a 7: F_{ci} = força de compressão simples; f_{ci} = resistência à compressão simples; F_{ct,sp} = força de compressão diametral; f_{ct,sp} = resistência de compressão diametral; f_{ct} = resistência do concreto à tração direta obtida pela relação 0,9. f_{ct,sp'} como indicado na ABNT NBR 6118 (18).

7. Resultados

Os resultados dos ensaios estão divididos em dois grandes grupos. O primeiro refere-se aos ensaios de caracterização do material. No segundo grupo estão os resultados dos ensaios de arrancamento.

7.1 Caracterização dos concretos

- Concreto convencional

Os resultados de caracterização do lote de CC estão apresentados na Tabela 3.

- CLEPE

Os resultados da caracterização do CLEPE do ensaio-piloto, do 1º, do 2º e do 3º lote de CLEPE estão apresentados nas Tabelas 4 a 7, respectivamente. Como o 2º lote de CLEPE apresentou alguma segregação, ele foi descartado.

Tabela 4

Caracterização do CLEPE do ensaio-piloto

CP	Compressão		Compressão diametral		Tração f_{ct} (MPa)	Observações
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)		
1	9,6	4,90	7,3	0,90	0,81	Não segregou
2	13,0	6,60	8,6	1,10	0,99	Não segregou
Média	11,3	5,75	7,9	1,00	0,90	-

Tabela 5

Caracterização do 1º lote de CLEPE

CP	Compressão		Compressão diametral		Tração f_{ct} (MPa)	Observações
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)		
1	93,3	11,88	41,7	1,33	1,19	Não segregou
2	79,6	10,13	34,8	1,11	0,99	Não segregou
3	86,3	10,99	34,0	1,08	0,98	Não segregou
4	81,5	10,37	37,4	1,19	1,07	Não segregou
Média	85,2	10,84	36,9	1,18	1,06	-

Tabela 6

Caracterização do 2º lote de CLEPE

CP	Compressão		Compressão diametral		Tração f_{ct} (MPa)	Observações
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)		
1	18,3	2,33	42,2	1,33	1,20	Segregou
2	18,6	2,36	21,0	0,67	0,60	Não segregou
3	20,5	2,61	19,8	0,63	0,57	Não segregou
4	15,0	1,90	27,0	0,86	0,77	Não segregou
Média	18,1	2,30	27,5	0,87	0,79	-

Tabela 7

Caracterização do 3º lote de CLEPE

CP	Compressão		Compressão diametral		Tração f_{ct} (MPa)	Observações
	F_{ci} (kN)	f_{ci} (MPa)	$F_{ct,sp}$ (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)		
1	86,6	11,28	36,0	1,15	1,03	Não segregou
2	103,5	13,18	38,6	1,23	1,11	Não segregou
3	93,8	11,94	38,6	1,23	1,11	Não segregou
4	99,6	12,68	35,2	1,12	1,01	Não segregou
Média	95,9	12,27	37,1	1,18	1,06	-

Tabela 8

Resultados dos ensaios de arrancamento nos ensaios-piloto de CLEPE

CP	A_{\max} (N.m)	A_{5mm} (N.m)	ℓ_b (cm)	F_{\max} (kN)	$F_{0,10mm}$ (kN)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0,10mm}$ (MPa)	f_{bd} (MPa)
1 (20 cm)	1,21	39,43	15	23,3	21,6	4,95	4,58	1,01
2 (20 cm)	1,50	19,04	15	27,9	27,7	5,94	5,88	1,01
1 (30 cm)	1,92	44,95	25	42,9	42,5	5,46	5,41	1,01
2 (30 cm)	6,25	53,64	25	50,1	50,1	6,38	6,38	1,01

Legenda válida para as Tabelas 8 a 11:

A_{\max} = área abaixo da curva força versus deslizamento, até a força máxima F_{\max} à qual a barra foi submetida;

A_{5mm} = área abaixo da curva força versus deslizamento até o deslizamento de 5 mm;

$F_{0,10mm}$ = força na qual ocorre 0,10 mm de deslizamento da barra;

ℓ_b = comprimento de acorreamento da barra;

τ_{\max} = máxima tensão de aderência calculada através de $F_{\max}/(\text{perímetro da barra} \times \ell_b)$;

$\tau_{0,10mm}$ = tensão de aderência para o escorregamento de 0,10 mm calculada por $F_{0,10mm}/(\text{perímetro da barra} \times \ell_b)$;

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo segundo o item 9.3.2.1 da ABNT NBR 6118 (18).

OBS: Os corpos de prova 1 e 2 de 20 cm e o 1 de 30 cm tiveram a ruptura por escorregimento da barra. O CP 2 de 30 cm teve ruptura por escoamento do aço.

7.2 Ensaios de arrancamento

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento.

7.2.1 Ensaios-piloto

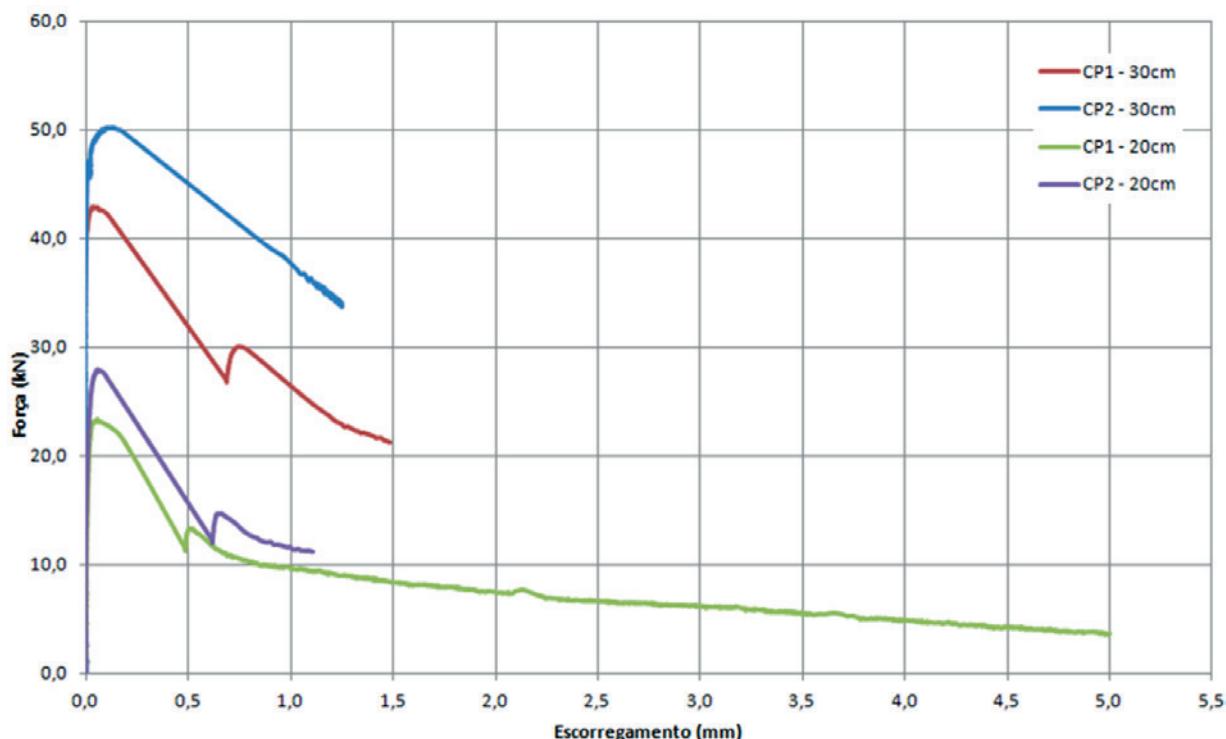
Na Tabela 8 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios-piloto. Na Figura 11 são apresentadas as curvas experimentais força de aderência versus deslizamento dos modelos-piloto. A tensão média de aderência foi obtida através da Equação 2.

7.2.2 Lote de CC

Na Tabela 9 são apresentados os resultados obtidos para o lote de CC. Na Figura 12 são apresentadas as curvas experimentais força de aderência versus deslizamento.

7.2.3 CLEPE – 1º Lote

Na Tabela 10 são apresentados os resultados obtidos para o 1º lote de CLEPE. Na Figura 13 são apresentadas as curvas experimentais força de aderência versus deslizamento. A grande variação nos resultados é devida à qualidade não adequada do CLEPE nestes ensaios.

**Figura 11**

Curvas força versus deslizamento do ensaio-piloto

7.2.4 CLEPE – 3º Lote

Na Tabela 11 são apresentados os resultados obtidos para o 3º lote de CLEPE. Na Figura 14 são apresentadas as curvas experimentais força de aderência versus deslizamento.

8. Análise dos resultados

Apresentam-se neste item algumas análises dos resultados dos ensaios.

8.1 Ensaio de Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples demonstraram, como esperado, que o CC é mais resistente que o CLEPE. O 2º lote de CC apresentou resistência superior à do 1º lote de CC, o que

se deve à diferença na dosagem.

Os corpos de prova de CLEPE apresentaram resistências consideravelmente inferiores. O 1º e o 3º lote obtiveram resistências próximas. O lote de CLEPE do ensaio-piloto apresentou resistência inferior por ter sido ensaiado com 24 horas de idade. Já o 2º lote sofreu segregação e apresentou valor inferior aos dos demais lotes, sendo descartado no restante da pesquisa. Ressalta-se que o 3º lote de CLEPE foi o que melhor demonstrou as características do CLEPE, pois ele não segregou e apresentou resistência média de 12,27 MPa, maior que os outros, como pode ser visto nas tabelas de 4 a 7.

8.2 Ensaio de compressão diametral

Os valores de resistência à compressão diametral foram proporcionais aos referentes a compressão simples. Os lotes mais

Tabela 9

Resultados dos ensaios de arrancamento com os modelos de CC

Diâmetro da barra (mm)	CP	A _{máx} (N.m)	A _{5mm} (N.m)	l _b (cm)	F _{máx} (kN)	F _{0,10mm} (kN)	τ _{máx} (MPa)	τ _{0,10mm} (MPa)	f _{bd} (MPa)
5	1	6,26	17,82	4	6,23	1,47	9,91	2,34	2,79
	2	9,38	29,28	4	9,11	3,85	14,50	6,13	2,79
	3	12,73	39,03	4	10,99	6,18	17,49	9,84	2,79
	4	12,03	39,03	4	10,99	6,18	17,49	9,84	2,79
	Média	10,10	31,29	-	9,33	4,42	14,85	7,03	2,79
6,3	1	17,92	18,21	5	22,43	15,11	22,67	15,27	2,79
	2	22,20	22,64	5	21,93	13,64	22,16	13,78	2,79
	3	30,30	70,97	5	19,87	13,55	20,08	13,69	2,79
	4	24,83	71,03	5	20,47	7,05	20,68	7,12	2,79
	Média	23,81	45,71	-	21,17	12,34	21,40	12,47	2,79
8	1	16,97	67,07	7	20,47	10,48	11,63	5,96	2,79
	2	19,90	90,08	7	24,72	14,38	14,05	8,17	2,79
	3	16,70	92,24	7	25,78	17,08	14,65	9,71	2,79
	4	30,04	92,56	7	24,68	13,74	14,03	7,81	2,79
	Média	20,90	85,49	-	23,91	13,92	13,59	7,91	2,79
10	1	34,15	126,88	9	37,72	17,08	13,34	6,04	2,79
	2	40,84	189,90	9	47,93	26,97	16,95	9,54	2,79
	3	25,40	176,02	9	47,06	29,30	16,65	10,36	2,79
	4	27,42	135,16	9	35,21	11,72	12,45	4,15	2,79
	Média	31,95	156,99	-	41,98	21,27	14,85	7,52	2,79
12,5	1	88,84	104,66	11	62,17	31,36	14,39	7,26	2,79
	2	41,36	41,36	11	61,30	38,73	14,19	8,97	2,79
	3	48,35	108,81	11	66,38	39,05	15,37	9,04	2,79
	4	83,88	199,10	11	65,51	31,22	15,17	7,23	2,79
	Média	65,61	113,49	-	63,84	35,09	14,78	8,12	2,79

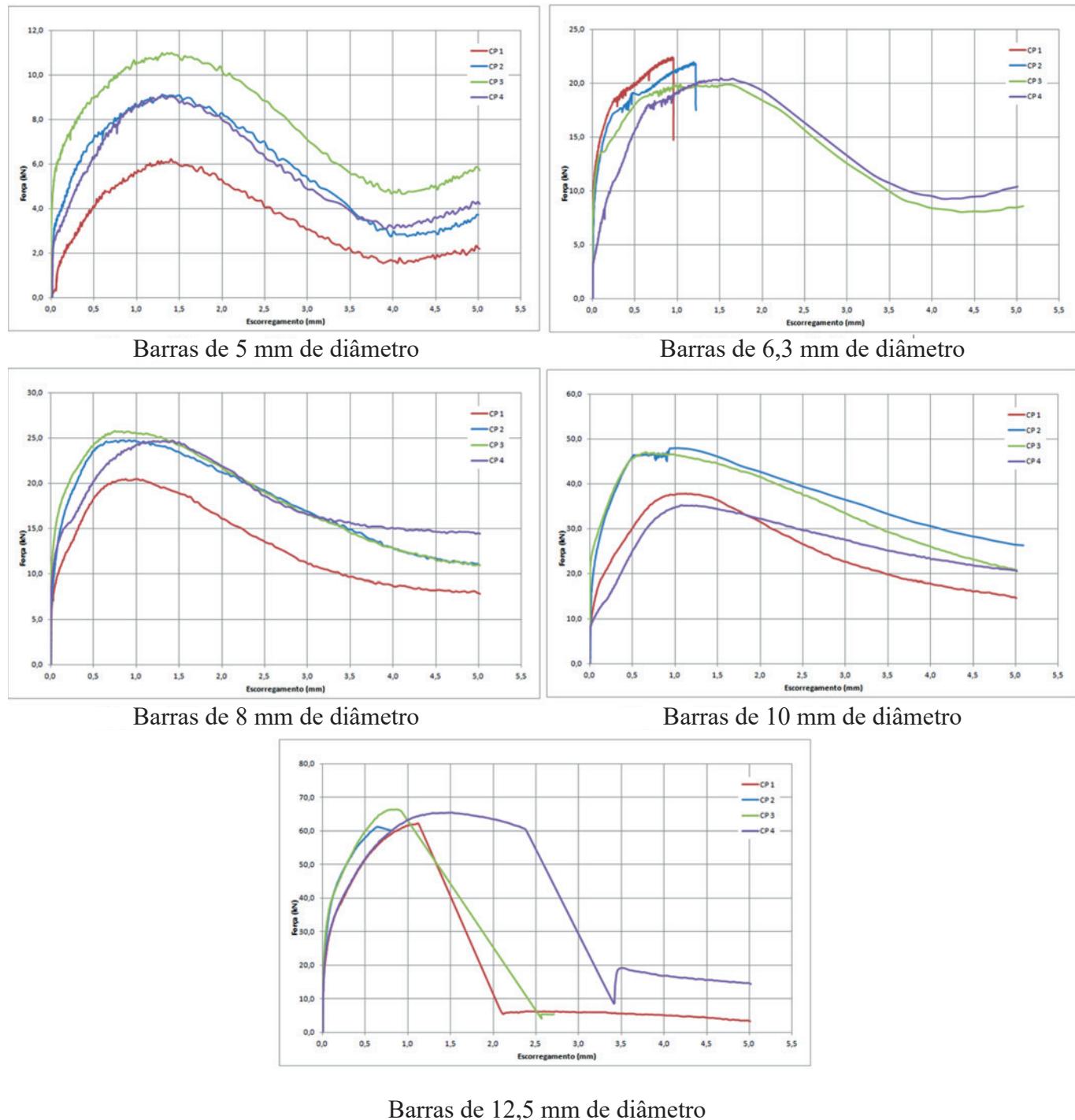


Figura 12
Curvas força versus deslizamento do lote de CC

resistentes à compressão simples também são mais resistentes à compressão diametral, o que demonstra uma relação entre essas duas variáveis.

8.3 Ensaio de arrancamento

As resistências médias de aderência estão reproduzidas na Tabela 12. Através desses resultados, percebe-se que os valores de $\tau_{0,10mm}$ obtidos experimentalmente são consideravelmente superiores aos valores de f_{bd} baseados na ABNT NBR 6118 [18]. Essa diferença foi maior para o CLEPE do que para o CC.

Uma observação interessante é a diferença entre $\tau_{máx}$ e $\tau_{0,10mm}$, que para o CC está em torno de 50%, e para o CLEPE, de 0,6% a 6,5%. Isso indica que o CC tem uma reserva de resistência de aderência, após o escorregamento de 0,10 mm, bem maior que o CLEPE. Essa reserva de resistência é comprovada pela tena-

cidade (área sob a curva força versus deslocamento), que é bem maior no CC do que no CLEPE.

Os valores dos ensaios aqui apresentados para CC são próximos dos de Castro [19], que encontrou uma diferença entre $\tau_{0,10mm}$ e f_{bd} de 156% para concretos de alta resistência (resistência média do concreto à compressão igual a 86 MPa).

Barras com nervuras maiores e consequentemente com diâmetros maiores têm a ruptura caracterizada por deslizamento do aço e fendilhamento do concreto, como pode ser observado para as barras com 12,5 mm de diâmetro.

Pode-se ver pela diferença entre $\tau_{0,10mm}$ e f_{bd} e a relativa a $\tau_{máx}$ e $\tau_{0,10mm}$ que a ABNT NBR 6118 [18] é bastante conservadora para CC. Porém, isso não acontece para o CLEPE, pelo fato de $\tau_{0,10mm}$ ser muito próximo de $\tau_{máx}$. A literatura técnica justifica a posição conservadora das normas pelo fato da grande dispersão existente nos ensaios até hoje realizados.

Tabela 10

Resultados dos ensaios de arrancamento com os modelos do 1º Lote de CLEPE

Diâmetro da barra (mm)	CP	A _{máx} (N.m)	A _{5mm} (N.m)	l _b (cm)	F _{máx} (kN)	F _{0,10mm} (kN)	τ _{máx} (MPa)	τ _{0,10mm} (MPa)	f _{bd} (MPa)
5	1	0,51	12,93	4	4,08	3,75	6,49	5,97	1,19
	2	5,19	19,17	4	5,59	4,67	8,89	7,43	1,19
	3	0,76	15,61	4	6,41	6,27	10,20	9,98	1,19
	4	6,74	21,94	4	6,73	2,79	10,71	4,44	1,19
	Média	3,30	17,41	-	5,70	4,37	9,07	6,96	1,19
6,3	1	1,03	33,27	5	12,96	12,95	13,09	13,09	1,19
	2	0,88	13,94	5	9,29	8,88	9,39	8,97	1,19
	3	1,50	41,60	5	13,64	13,37	13,79	13,51	1,19
	4	2,28	24,41	5	12,22	11,49	12,35	11,61	1,19
	Média	1,42	28,30	-	12,03	11,67	12,16	11,80	1,19
8	1	3,23	41,59	7	23,40	22,80	13,30	12,96	1,19
	2	1,19	37,56	7	19,96	19,87	11,35	11,29	1,19
	3	3,91	35,42	7	19,37	19,37	11,01	11,01	1,19
	4	7,68	41,43	7	20,65	20,60	11,74	11,71	1,19
	Média	4,00	39,00	-	20,84	20,66	11,85	11,74	1,19
10	1	24,73	75,50	9	36,12	34,98	12,78	12,37	1,19
	2	3,38	65,02	9	30,08	29,48	10,64	10,43	1,19
	3	4,57	76,06	9	38,55	38,37	13,63	13,57	1,19
	4	18,38	62,92	9	30,40	28,75	10,75	10,17	1,19
	Média	12,77	69,88	-	33,79	32,90	11,95	11,63	1,19
12,5	1	9,15	124,74	11	46,38	44,36	10,74	10,27	1,19
	2	10,67	117,13	11	47,38	42,67	10,97	9,88	1,19
	3	3,85	108,39	11	37,27	36,81	8,63	8,52	1,19
	4	7,21	140,57	11	42,07	39,46	9,74	9,13	1,19
	Média	7,72	122,71	-	43,28	40,83	10,02	9,45	1,19

Tabela 11

Resultados dos ensaios de arrancamento com os modelos do 3º Lote de CLEPE

Diâmetro da barra (mm)	CP	$A_{máx}$ (N.m)	A_{5mm} (N.m)	l_b (cm)	$F_{máx}$ (kN)	$F_{0,10mm}$ (kN)	$\tau_{máx}$ (MPa)	$\tau_{0,10mm}$ (MPa)	f_{bd} (MPa)
5	1	2,30	7,75	2,5	5,31	5,31	13,52	13,52	1,19
	2	1,43	8,08	2,5	5,81	5,54	14,81	14,11	1,19
	3	2,01	12,01	2,5	6,68	6,50	17,02	16,65	1,19
	4	0,42	11,45	2,5	4,26	4,26	10,84	10,85	1,19
	Média	1,54	9,82	–	5,52	5,40	14,05	13,76	1,19
6,3	1	0,70	5,84	3,15	8,06	8,06	12,92	12,93	1,19
	2	0,53	8,53	3,15	7,78	7,65	12,48	12,27	1,19
	3	3,08	13,47	3,15	8,74	8,74	14,03	14,02	1,19
	4	0,48	13,87	3,15	7,69	7,65	12,34	12,27	1,19
	Média	1,20	10,43	–	8,07	8,03	12,94	12,87	1,19
8	1	2,04	27,54	4	15,89	15,89	15,80	15,81	1,19
	2	1,32	22,15	4	13,09	13,09	13,02	13,02	1,19
	3	0,88	30,77	4	14,24	14,15	14,16	14,08	1,19
	4	4,61	20,94	4	12,59	12,59	12,52	12,52	1,19
	Média	2,21	25,35	–	13,95	13,93	13,88	13,86	1,19
10	1	4,73	22,16	5	17,17	17,16	10,93	10,92	1,19
	2	12,24	36,39	5	21,52	21,52	13,70	13,70	1,19
	3	10,47	32,94	5	20,69	20,69	13,17	13,17	1,19
	4	11,50	34,37	5	18,86	18,86	12,01	12,01	1,19
	Média	9,74	31,47	–	19,56	19,56	12,45	12,45	1,19

Outra comparação pode ser feita entre a resistência média de compressão (valores nas Tabelas 3 a 7) e as tensões médias de aderência $\tau_{máx}$ e $\tau_{0,10mm}$ (Tabela 12), mostradas na Tabela 13. Observa-se que a ordem de grandeza das tensões de aderência do CLEPE são próximas a sua resistência à compressão, enquanto que o CC possui uma relação bem diferente.

9. Conclusão

O desenvolvimento das pesquisas sobre novos materiais é de grande importância para o aperfeiçoamento da construção civil de modo geral. A utilização correta do concreto leve estrutural leve com pérolas de EPS (CLEPE), por exemplo, possibilita a execução de estruturas mais leves, aliviando as cargas das estruturas de fundação e gerando economia, sem comprometer segurança e conforto.

Ao se fazer uma pesquisa bibliográfica sobre o CLEPE, é importante salientar que o número de trabalhos que tratam desse concreto é pequeno, por ser um material novo e não ser ainda amplamente utilizado. Portanto, há necessidade de mais pesquisas sobre o assunto.

Para o concreto convencional (CC), os resultados obtidos nos ensaios experimentais demonstraram que a ABNT NBR 6118 [18]

especifica valores conservadores para a resistência de aderência. Observou-se, ainda, que a tensão máxima de aderência do CLEPE é aproximadamente igual à sua resistência à compressão, enquanto o CC apresenta $\tau_{máx}$ muito superior a $\tau_{0,10mm}$, devido à sua tenacidade ser maior. Os resultados indicam que a ordem de grandeza da resistência à compressão do CLEPE é próxima da sua tensão de aderência $\tau_{0,10mm}$.

Conclui-se que o CLEPE apresenta capacidade de aderência menor que o CC, o que era de se esperar, pela sua menor resistência. Entretanto, a capacidade de aderência menor não inviabiliza sua utilização, apenas demonstra que essa característica do material deve ser utilizada criteriosamente pelo engenheiro ao calcular uma estrutura com CLEPE.

Também foi verificada a importância da correta preparação do concreto, pois o 2º lote de CLEPE sofreu segregação devida ao excesso de vibração.

Para se alcançarem os valores obtidos neste trabalho, foram realizados ensaios de arrancamento sob ação monotônica. Mas ainda há necessidade de analisar modelos que representem a aderência entre aço e CLEPE em ensaios dinâmicos.

Os ensaios de aderência entre barras de aço e CLEPE têm objetivo de contribuir com os cálculos necessários nas situações de ancoragem de barras de aço em estruturas com CLEPE.

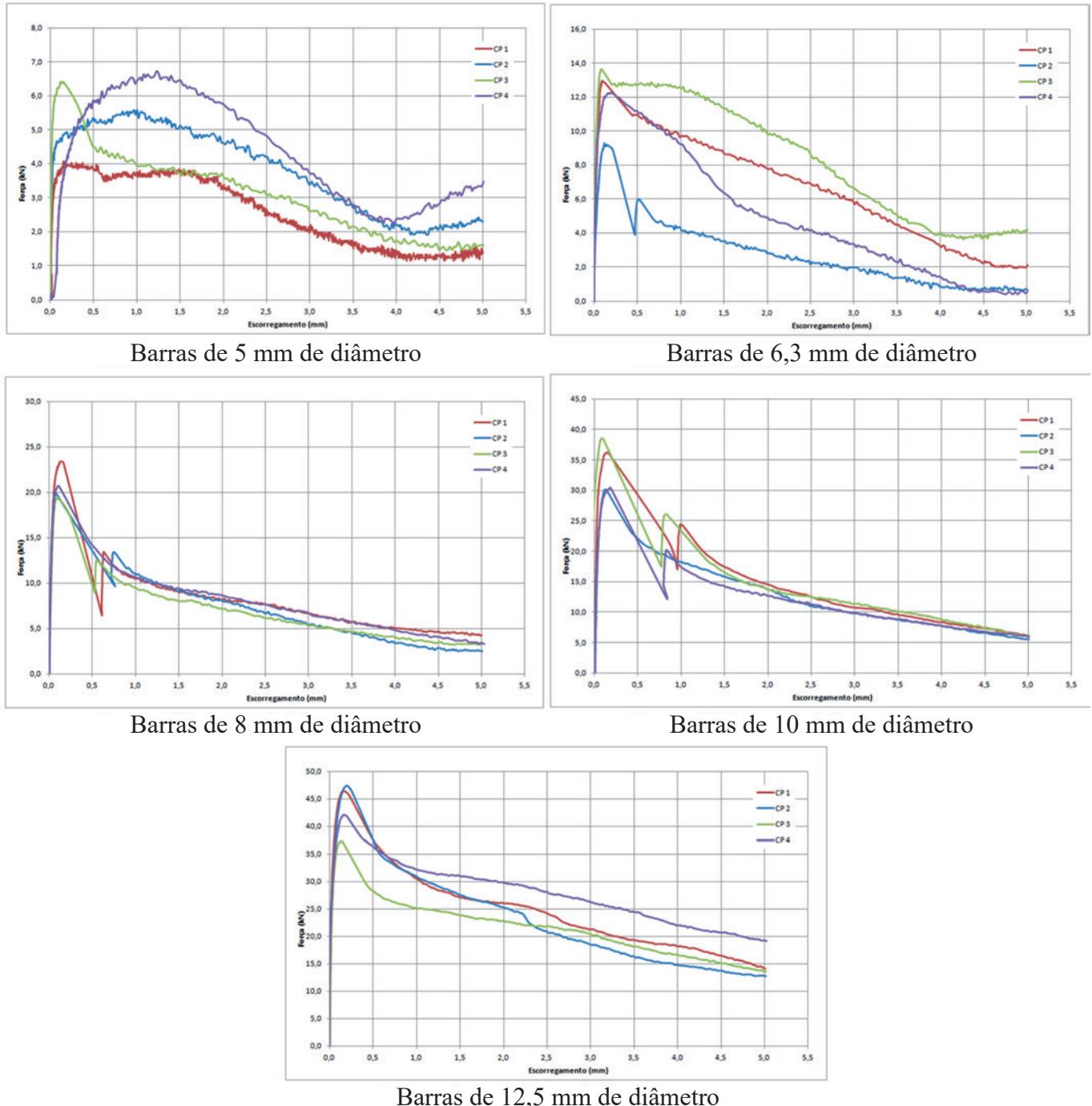


Figura 13

Curvas força versus deslizamento do 1º lote de CLEPE

Cabe salientar, entretanto, que os ensaios aqui analisados não devem ser encarados como suficientes para formular teorias e pressupostos de cálculo. Trabalhos complementares devem ser elaborados.

10. Referências

- [1] SILVA, R. M.; FREITAS, S. B.; CESAR, T. G. (2014). Estudo da aderência entre barras de aço e concreto leve com pérolas de poliestireno expandido (EPS). 105f. Trabalho de Conclusão de Curso (Dissertação) – Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenheiro Coelho, 2014.
- [2] CATOIA, T. (2012). Concreto Ultraleve® estrutural com pérolas de EPS: caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes. 154f. Tese (Doutorado) – Escola e Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- [3] NEVILLE, A. M. (1996). Properties of concrete. 4.ed. John Wiley & Sons, 1996.
- [4] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). ACI 213R-87: Guide for structural lightweight aggregate concrete, 1995.
- [5] SBRIGHI NETO, C. (2011). Agregados naturais, britados e artificiais para concreto. In: ISAIA, G. C. Concreto: ciência e tecnologia. v.1. 1.ed. São Paulo: Ibracon. Cap.7, p.231-260.
- [6] AITCIN, P. C. (1998). High-performance concrete. Spon's Architecture Price Book.
- [7] ROSSIGNOLI, J. A.; AGNESINI, M. V. C. (2005). Concreto estrutural leve. In: ISAIA, G. C. Concreto: ensino, pesquisa e realizações. v.2. 1.ed. São Paulo: Ibracon. Cap.43, p.1331-1362.
- [8] ROSSIGNOLI, J. A.; AGNESINI, M. V. C. (2011). Concreto leve estrutural. In: ISAIA, G. C. Concreto: ciência e tecnologia. v.2. 1.ed. São Paulo: Ibracon. Cap.42, p.1531-1568.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO POLIESTIRENO EXPANDIDO (ABRAPEX). (2006). Manual de utilização do EPS na construção civil. São Paulo: Pini.
- [10] CHEN, B.; LIU, J.; CHEN, L. (2010). Experimental study of lightweight expanded polystyrene aggregate concrete containing silica fume and polypropylene fibers. J. Shanghai Jiaotong Univ. (Sci), Shanghai, v.15, n.2, p.129-137.
- [11] SARTORTI, A. L. Comportamento Dinâmico de Lajes Maciças de Concreto Leve com Pérolas de EPS. 2015. 251p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

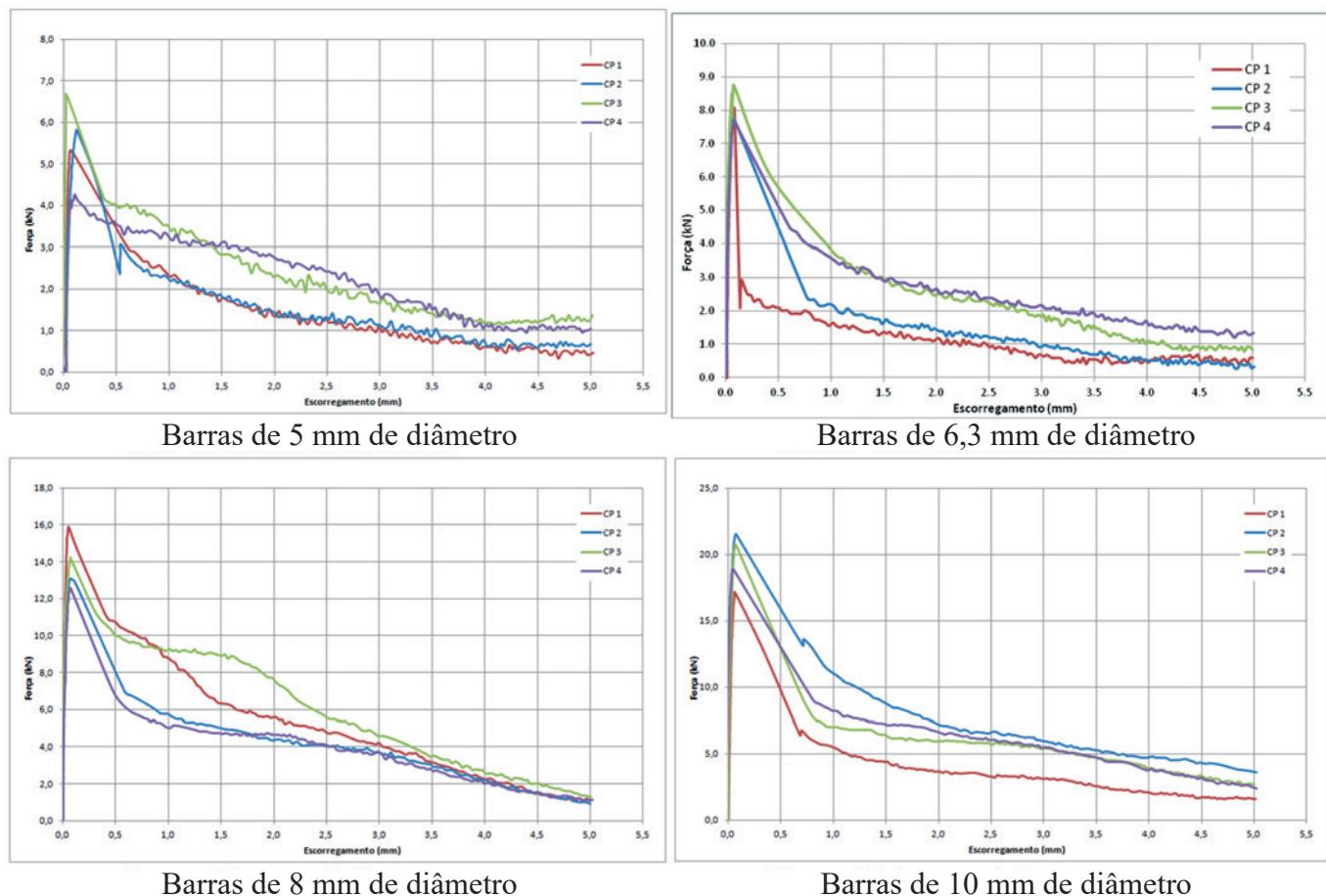


Figura 14
Curvas força versus deslizamento do 3º lote de CLEPE

[12] MOMTAZI, A. S. et al. (2010). Durability of lightweight concrete containing EPS in salty exposure conditions. In: International Conference on Sustainable Construction Materials

and Technologies, 2., 2010, Ancona. Proceedings... Ancona: Università Politecnica delle Marche. p.1-10.

[13] SANT'HELENA, M. (2009). Estudo para aplicação de

Tabela 12

Valores médios para os ensaios de arrancamento

Lote	Diâmetro da barra (mm)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0,10mm}$ (MPa)	f_{bd} (MPa)	Forma de ruptura	$\tau_{0,10mm}/f_{bd}$
CC	5	14,85	7,03	2,79	Esorregamento da barra	2,52
	6,3	21,4	12,47	2,79	Escoamento da barra e posterior esorregamento	4,47
	8	13,59	7,91	2,79	Esorregamento da barra	2,84
	10	14,85	7,52	2,79	Escoamento da barra e posterior esorregamento	2,70
	12,5	14,78	8,12	2,79	Esorregamento da barra com fendilhamento do concreto	2,91
	Média do lote	15,89	8,61 (-45,81%) ¹	2,79	-	3,09
CLEPE 1º lote	5	9,07	6,96	1,19	Esorregamento da barra	5,85
	6,3	12,16	11,80	1,19	Esorregamento da barra	9,92
	8	11,85	11,74	1,19	Esorregamento da barra	9,87
	10	11,95	11,63	1,19	Esorregamento da barra	9,77
	12,5	10,02	9,45	1,19	Esorregamento da barra com fendilhamento do concreto	7,94
	Média do lote	11,01	10,32 (-6,27%) ¹	1,19	-	8,67
CLEPE 3º lote	5	14,05	13,76	1,19	Esorregamento da barra	11,56
	6,3	12,94	12,87	1,19	Esorregamento da barra	10,82
	8	13,88	13,86	1,19	Esorregamento da barra	11,50
	10	12,45	12,45	1,19	Esorregamento da barra	10,46
	Média do lote	13,33	13,24 (-0,68%) ¹	1,19	-	11,13
CLEPE Ensaio-piloto	10	5,45	5,23 (-4,04%) ¹	1,01	Escoamento da barra e posterior esorregamento	5,18

¹ Percentage of difference between $\tau_{0,10mm}$ and τ_{\max} .

Tabela 13

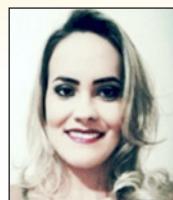
Comparação da resistência média à compressão (f_{cm}) com as tensões de aderência

Lote	f_{cm} (MPa)	τ_{\max} (MPa)	$\tau_{0,10mm}$ (MPa)	f_{cm}/τ_{\max}	$f_{cm}/\tau_{0,10mm}$
CC	43,18	15,89	8,61	2,72	5,02
CLEPE 1º Lote	10,84	11,01	10,32	0,98	1,05
CLEPE 3º Lote	12,27	13,33	13,24	0,92	0,93
CLEPE Ensaio-piloto	5,75	5,45	5,23	1,06	1,10

- poliestireno expandido (EPS) em concretos e argamassas. 87f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, Santa Catarina, 2009.
- [14] PORTO, V. K. J. (2010). Análise experimental de concreto leve estrutural em função dos agregados graúdos. 92f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenheiro Coelho, 2010.
- [15] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). Construções de Concreto v.1. Rio de Janeiro: Interciência. 305p.
- [16] ALMEIDA FILHO, F. M. (2006). Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis. Tese de doutorado. São Carlos, EESC – SET (USP), 2006. 310p.
- [17] FUSCO, P. B. (1995) Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo. PINI. 382p.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro.
- [19] CASTRO, C. M. (2012). Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas. São Carlos, 2002. 194f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.
- [20] RILEM-FIP-CEB. (1973). Bond test for reinforcing steel. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-Out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. RILEM Journal Materials and Structures, v.6, n.32, p.96-105. Mar./Apr. 1973.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). NBR 5739: Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2011). NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement

Análise experimental da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal



M. S. SAMORA ^a
mssamora@terra.com.br

A. C. DOS SANTOS ^a
acds@feciv.ufu.br

L. M. TRAUTWEIN ^b
leandromt@gmail.com

M. G. MARQUES ^c
mariliagmarques@outlook.com

Abstract

There are many theories and empirical formulas for estimating the shear strength of reinforced concrete structures without transverse reinforcement. The security factor of any reinforced concrete structure, against a possible collapse, is that it does not depend on the tensile strength of the concrete and the formation of any collapse is ductile, thus giving advance warning. The cracking from tensile stress can cause breakage of the concrete and should be avoided at all cost, with the intent that any such breakage does not incur any type of failure within the structure. In the present research study, experiments were performed in order to analyze the complementary mechanisms of the shear strength of lattice beams of reinforced concrete frames without transverse reinforcement. The experimental program entails the testing of eight frames that were subjected to a simple bending process. Two concrete resistance classes for analyzing compressive strength were considered on the construction of frames, 20 MPa and 40 MPa . To resist the bending stresses, the beams of the frames are designed in domain 3 of the ultimate limit states. Different rates and diameters of longitudinal reinforcement were used, 1.32% and 1.55% with 12.5 mm diameter and 16.0 mm in longitudinal tensile reinforcement. From the obtained results, an analysis was made of the criteria already proposed for defining the norms pertinent to the portion of relevant contribution for the shear resistance mechanisms of concrete without the use of transverse reinforcement and the influence of the concrete resistance and longitudinal reinforcement rates established in the experimental numerical results.

Keywords: reinforced concrete, shear, cracking, additional mechanisms.

Resumo

Há muitas teorias e fórmulas empíricas que estimam a resistência ao cisalhamento de estruturas de concreto armado sem armadura transversal. A segurança de qualquer estrutura de concreto armado, em relação a um possível colapso, é que ela não dependa da resistência à tração do concreto, assim, o colapso é de forma dúctil, com aviso prévio. A fissuração, proveniente de esforços de tração, pode causar a ruptura do concreto e deve ser evitada para que não ocorra nenhum tipo de falha na estrutura. Nesta pesquisa foram realizados experimentos para analisar os mecanismos complementares ao de treliça de resistência ao cisalhamento em vigas de pórticos de concreto armado sem armadura transversal. O programa experimental consistiu no ensaio de oito pórticos e os modelos foram submetidos à flexão simples. Foram consideradas duas classes de resistências à compressão do concreto para a concretagem dos modelos, 20 MPa e 40 MPa. Para resistir os esforços de flexão, as vigas foram dimensionadas no domínio 3 do estado limite último. Foram usadas duas taxas de armadura, 1,32% e 1,55% com diâmetros de 12,5 mm e 16,0 mm de armaduras longitudinais de tração. A partir dos resultados obtidos foram analisados os critérios já propostos por normas para definir a parcela da contribuição relativa aos mecanismos resistentes de cisalhamento do concreto sem o uso de armadura transversal e a influência das resistências do concreto e taxas de armadura longitudinal nos resultados numéricos obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: concreto armado, cisalhamento, fissuração, mecanismos complementares.

^a Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Uberlândia, MG, Brasil;
^b Departamento de Estruturas da FEC – Unicamp, Campinas, SP, Brasil;
^c Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, MG, Brasil.

Received: 19 Nov 2015 • Accepted: 16 May 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

Ruptures in reinforced concrete beams are subject to the characteristics of the constituent material, concrete and steel, the dimensions of the element, the type of load and the design and details of the reinforcing steel, where a desired requirement is that it be of a ductile type. The study made by Fusco [1] conveys that while the main traction stress, which exists at the heart of the piece, does not cause a rupture in the concrete through traction, then the concrete resists the effects of shear.

In order to calculate the shear strength of a beam, many codes, norms and models simply recommend the overlapping of shear strength due to the concrete possessing a greater resistance capacity through its shear reinforcement.

The ABNT NBR 6118:2014 [2] states that the resistance of a beam to shear, shear strength, is usually considered from two portions, V_c is the portion that is resisted by the concrete and complementary mechanisms on the truss, that contribute to the concrete and V_{sw} the portion resisted by the transverse reinforcement.

The design calculation in [3] is presented through the truss analogy of Ritter and Morsch at the beginning of the XX century, where they associate a reinforced concrete beam to an equivalent trussed structure. Therefore, for beams with stirrups models based on strut and tie or on stress fields can be applied for the design [4].

The truss analogy is on the one hand easy to understand and highly didactic, but on the other is a very simple representation of the real structural behaviour, Figure 1. It therefore becomes clear that more refined models are necessary to improve and produce a more economical structural project for reinforced concrete beams, Wilder et al. [5].

In regards to shear strength in beams without transverse reinforcement, there does not exist a consensus in the available codes and norms concerning the parameters and phenomena that govern the

problem of shear, which in many cases are based on empirical formulas [6,7,8].

In the case of rectangular beams, with the format of an inclined crack, the shear stress transferred through the various mechanisms is proportionally 20% to 40% for the non-cracked concrete compression zone, 33% to 50% for the aggregate mesh and 15% for the pin effect, KIM and PARK [10]. In Yang [11], the importance of the interlocking of aggregates is brought to the fore concerning shear stress, which aids in the transference of forces after cracking starts.

The type of opening and relative dislocation of the crack develops normal tangential stresses, which are limited by the roughness of the contact surface. Emphasis is given here to the point that the roughness of the cracked surface is influenced by the size of the aggregate as well as by the real format of the crack, Ruiz et al. [8]. Besides the meshing of aggregates, other shear stress transference mechanisms were cited in Ruiz et al. [8], such as the resistance to concrete traction, the arc effect and the pin effect. In Bentz [12], shear strength is explained through a consideration of aggregate meshing in accordance with Walraven [9].

2. Method for calculating the shear strength of concrete (V_c)

2.1 ABNT NBR 6118:2014

In the case of elements with cross section reinforcement,

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (1)$$

$V_c = V_{c0}$ For simple bending and flexion traction with the neutral line cutting the section,

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

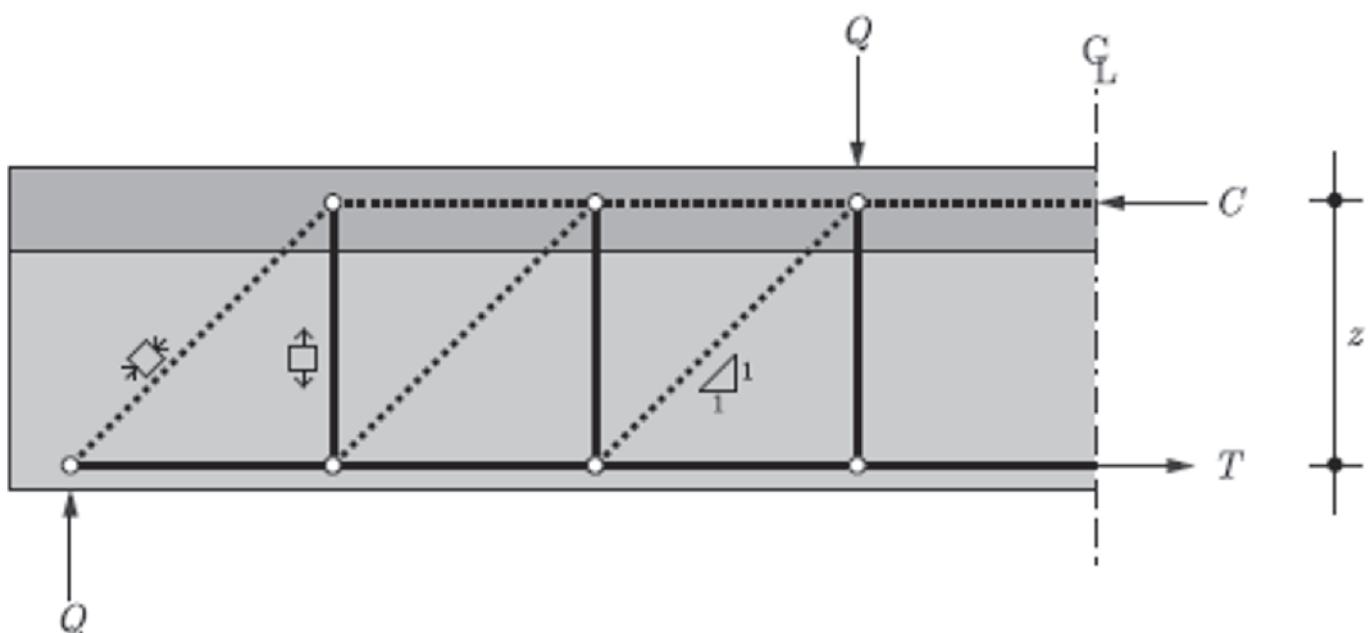


Figure 1

Truss analogy proposed by Ritter and Morsch (5)

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{S} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (3)$$

Where:

- V_{sd} – Shear stress requesting calculation, in section,
- V_{nij} – Shear stress resisting calculation, related to the rupture by diagonal traction,
- V_c – Portion of absorbed shear through complementary mechanisms of the truss,
- V_{c0} – Reference value for V_c , when $\theta = 45^\circ$,
- f_{ctd} – Calculation for resistance of concrete to traction,
- b_w – Width of cross section,
- d – Useful height,
- A_{sw} – Reinforced cross section,
- S – Spacing between elements of reinforced cross section
- A measured in accordance with the longitudinal axis of the structural element.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4)$$

The resistance to indirect traction $f_{ct,sup}$ should be obtained through laboratory tests performed according to ABNT NBR 7222 [13].

The resistance to direct traction f_{ct} can be considered as equal to $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$.

2.2 ACI 318-14

Equation 22.5.5.1 of the norm ACI 318-14 [14] in section 22.5.5, determines in a simplified manner, the portion V_c that corresponds to shear strength of the concrete is given by,

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

Where,

- f_c – Resistance to concrete compression in MPa ,
- b_w – Largura da seção transversal em (mm),
- d – Distance from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement in (mm),
- λ – Reduction factor of the mechanical properties of the concrete type, concrete with normal weight $\lambda = 1$ (Table 19.2.4.2 of ACI 314-14),

V_c – Nominal shear strength of concrete in N .

A more detailed calculation of V_c is made in accordance with the expressions from table 22.5.5.1 of ACI 318-14 using less than three values,

$$V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

$$V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \right) \cdot b_w \cdot d \quad (7)$$

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (8)$$

Where,

- ρ_w – Longitudinal reinforcement ratio,
- V_u – Shear stress on the section,
- M_u – Bending moment in section.

For a majority of the models the second part of expressions (6) and (7) takes a value of $0,01 \cdot \lambda \sqrt{f_c}$ as allowed through Equation 5.

2.3 BS 8110-97

The design of concrete and reinforcements in accordance with BS8110-97 [15] can be taken as elements of the strut and tie system. The rupture in beams through shear with transversal reinforcement consider the angle of compression struts as $\theta=30^\circ$. The shear stress v , in any cross section is given by equation,

$$v = \frac{V}{b_v \cdot d} \quad (9)$$

Where,

b_v = width of the section in (mm),

d = effective height in (mm).

Under no circumstances should v be greater than,

$$0,85 \sqrt{f_{cu}} \leq v \leq 5 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ MPa}$$

f_{cu} = Resistance characteristic of concrete compression.

2.4 EN 1992-1-1: 2004 EUROCODE 2

The calculation model adopted by EUROCODE 2 [17] is based on the truss model with a recommended angle on the struts of compression θ at interval $45^\circ \leq \theta \leq 68.20^\circ$.

In section 6.2.2, equation 6.4 of the Eurocode allows for the calculation of shear stress on concrete beams without transversal reinforcement in non-cracked regions through bending is given by:

$$V_c = V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (10)$$

Where,

V_c em N

f_{ctd} = Resistance characteristic of tensile concrete MPa ,

$\alpha_l \leq 1,0$ For pre stressed bars, and $\alpha_l = 1,0$ for other types of pre stresses,

σ_{cp} = Compressive stress in the concrete due to axial load,

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \text{ Em MPa; } N_{ed} > 0 \text{ on compression,}$$

A_c – Cross section area of concrete,

b_w, d – Width of the cross section in and effective depth in (mm),

I – Moment of inertia of the cross section,

S – Static moment of the area above the axis of the centre of gravity for the section.

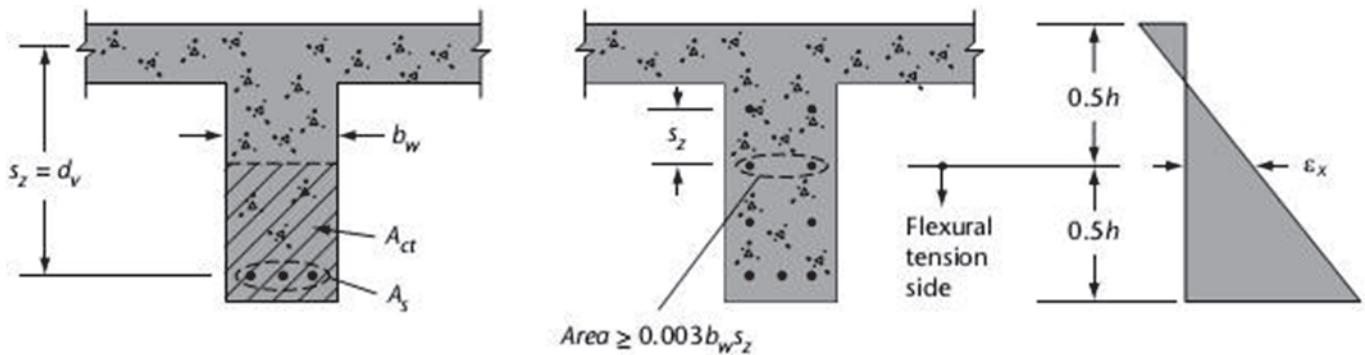
2.5 CSA A23 3-04

The design of the reinforced concrete parts is based on the field theory of modified compression with the angle of the compression struts at $\theta = 35^\circ$. The Canadian norm CSAA23. 3-04 [16] in section 11.3.4 determines the value of the concrete to shear stress in accordance with equation,

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (11)$$

Onde:

$\phi_c = 1,0,65$ Factor of concrete resistance,

**Figure 2**

Details of the transversal section for the calculation of S_z' , adapted from (15)

β = The factor responsible for the resistance of the cracked concrete, $\beta = 0,21$

$\lambda = 1,0$ = Density of normal concrete,

b_w = Width of beam in (mm),

d_v = Effective shear depth in (mm).

Resistance to compression of concrete should be less than or equal to 64 MPa or

$$\sqrt{f_c} \leq 8 \text{ MPa}, 0,9d \leq d_v \leq 0,72h \text{ and } b_w \leq 250 \text{ mm}$$

f_c in MPa, b_w, d_v in (mm), V_c into N

The calculation of β for the cross section without shear transversal resistance by the simplified method is given by,

a) If the section does not contain transversal reinforcement and the maximum nominal aggregate is not less than 20 mm β should be taken as,

$$\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)} \quad (12)$$

b) If the section does not contain transversal reinforcement, the value of β can be determined by aggregate size, thus substituting the parameter d_v in the equation of parameter S_{ze} , which allows the size of the aggregate and the equivalent value to be considered as S_z and depends on the characteristics of the longitudinal reinforcement, where,

$$S_{ze} = \frac{35 \cdot S_z}{15 + a_g} \quad (13)$$

a_g = Specified nominal maximum size of coarse aggregate, $S_{ze} \geq 0,85 S_z$

S_z – One should take d_v or the maximum distance between the distribution lines of the longitudinal reinforcement, that which is the shortest. Each layer of longitudinal reinforcement should have an area of at least $0,003 \cdot b_w \cdot S_z$ as illustrated in Figure 2.

2.6 FIB MODEL CODE 2010

Resistance to shear for concrete parts without reinforcement, in accordance with the FIB Model Code 2010 [18] can be calculated through equation,

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad (14)$$

Where,

z = Internal lever arm or useful height in (mm),

b_w = Beam thickness in (mm),

γ_c = Concrete safety coefficient, $\gamma_c = 1,50$,

$V_{Rd,c}$ into N

F_{ck} into MPa and $\sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ MPa}$ where,

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \quad (15)$$

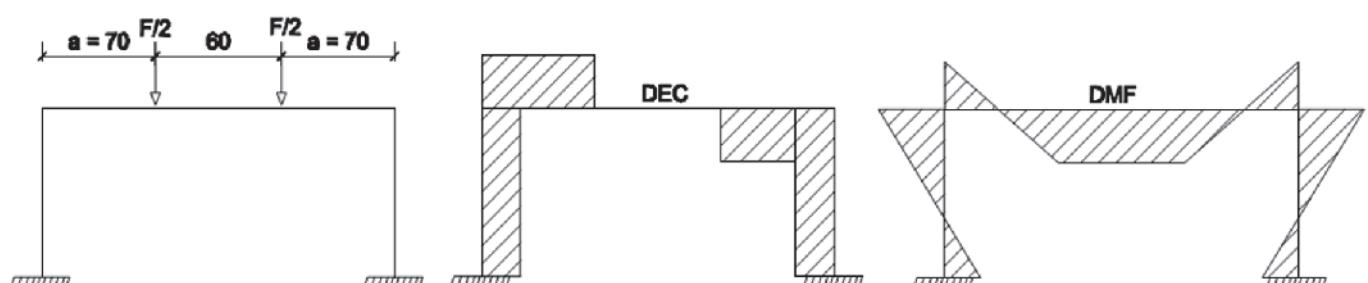
**Figure 3**

Diagram for load and forces

Table 1

Identification of the models

Series	Type	Model	f_c (MPa)	Longitudinal reinforcement traction	A_{sl} (cm ²)	ρ_l (%)	a/d
P1	A	a	20	4ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
		b		3ø 16,0mm			
P2	B	a	40	4ø 12,5mm	6,03	1,55	2,67
		b		3ø 16,0mm			
P3	A	a	40	4ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
		b		3ø 16,0mm			
P4	B	a			6,03	1,55	2,67
		b					

3. Experimental program and materials

3.1 Frame features and properties of materials

Four series of reinforced concrete frames were tested with a height of 1.10 m and 2.25 m in length with equidistant loads on the supports and crescents, Samora [19]. For each series, two frames were used with the same geometric features and variables, as such eight frames were tested.

The scheme for the loading of the frames and the diagrams of the stress corresponding to the free body are presented in Figure 3.

The experimental planning was mounted with the resistance factors, characteristic of concrete compression and the longitudinal reinforcement ratio of the beam, Table 1. The interest in variation or factor input levels is the shear resistance of the concrete on the rupture. The test models had a geometric ratio of longitudinal reinforcement of 1.32% for the type A frames and of 1.55% for type B frames.

The frame beams have a rectangular cross section of 15 m width, 30 cm in height by 2.25 m in length. The frame columns have a rectangular cross section of 15 cm in width and 25 cm in length and a height of 1.10 m from the support to the upper side of the beam. The dimensions and details of the frames are indicated in Figures 4 and 5.

The concrete used in the test study was of ready-mix type, supplied by specialized companies. For the pairs P1, P2 and P3, P4 concrete of classes C20 and C40 was used respectively, and refer to an age of 28 days.

The results from the laboratory tests for resistance to concrete compression at diverse ages along with the values for the modules of elasticity and traction are presented on Tables 2 and 3.

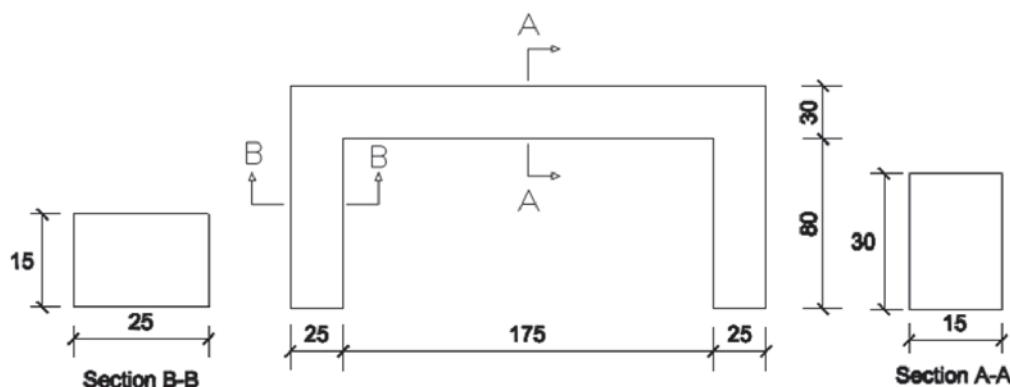
On Table 4, dates are presented for the performing of the tests and the age of each part in relation to the date of concreting.

The ABNT 6118:2014 permits the verification of the resistance calculation for the concrete in t (days) in relation to the age 28 days is given by the expression,

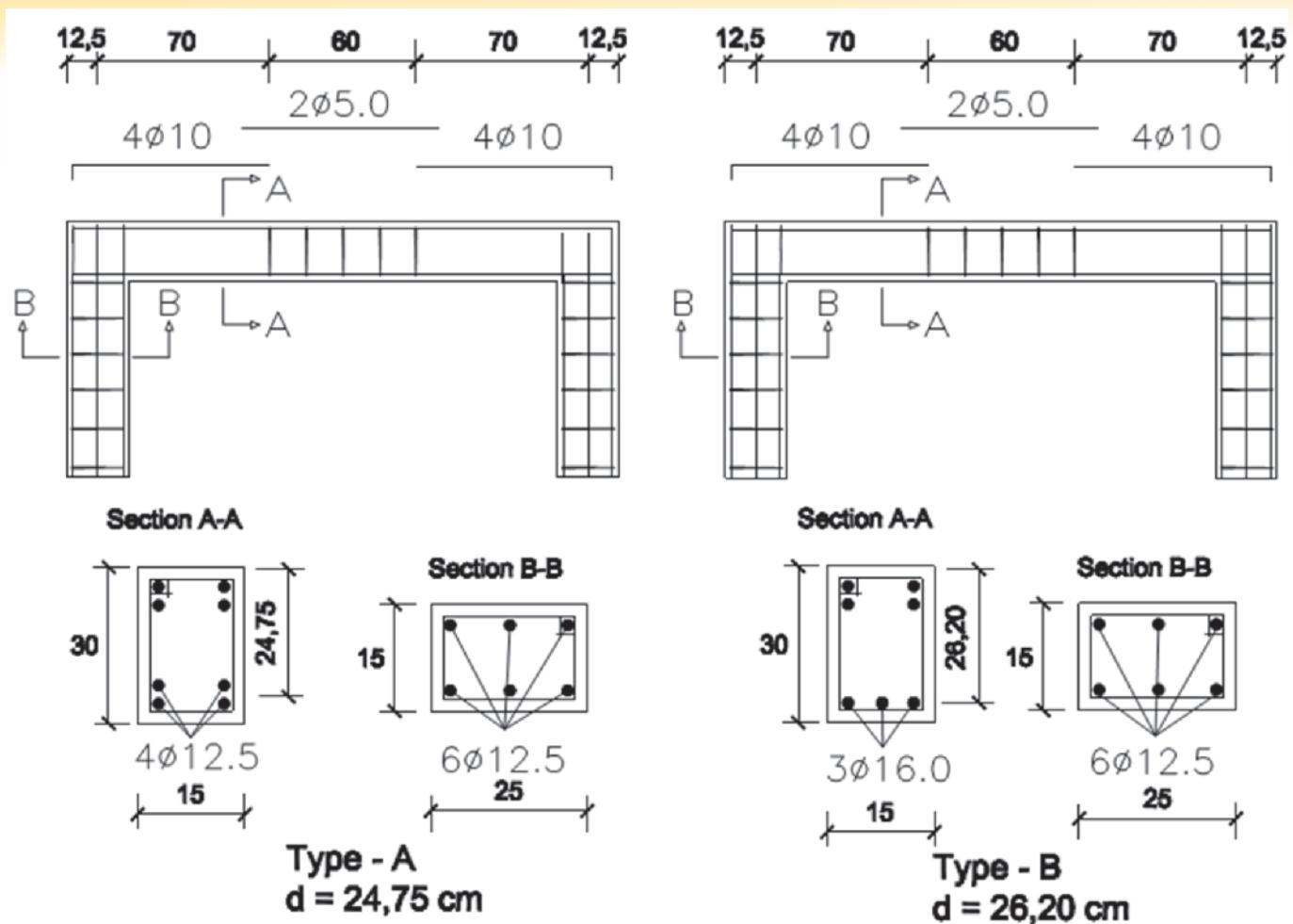
$$f_{cd} = \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c} \approx \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

In this case, the weighting coefficient adopted for the concrete resistance is $\gamma_c = 1$. The value for β_1 can be obtained by the expression,

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

**Figure 4**

Frame dimensions – dimensions in cm

**Figure 5**

Details for frames, types A and B – dimensions in cm

Table 2

Results from tests on compression strength of concrete from the frames

Age (C)	f_c (20 MPa)	f_{cm} (MPA)	f_c (40 MPa)	f_{cm} (MPA)
f_c , 7 days	8,90	8,92	23,24	22,61
	8,94		21,29	
f_c , 14 days	12,7	12,26	27,72	28,95
	11,82		30,18	
f_c , 28 days	17,65	17,13	35,87	36,72
	16,62		37,57	
f_c , 56 days	21,36	21,61	41,05	40,50
	21,86		39,95	

Table 3

Results from tests on modulus of elasticity and tensile strength

Concrete	Age (C)	f_{cm} (MPA)	E_c (GPA)	$f_{ct, sup}$ (MPA)	$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct, sup}$ (MPA)
f_c (20 MPa)	56 days	21,54	28,79	2,45	2,21
f_c (40 MPa)	56 days	44,13	36,30	3,98	3,58

Table 4

Age of specimen

Series	Type	Model	f_c (MPa)	Date of concreting	Date of test	Age (days)	
P1	A	a	20	04/04/2014	07/08/2014	125	
		b			11/07/2014	98	
P2	B	a	40		18/07/2014	105	
		b			04/07/2014	91	
P3	A	a	40		16/06/2014	73	
		b			24/07/2014	111	
P4	B	a			27/06/2014	84	
		b			01/08/2014	119	

Table 5

Probable compression strength estimated for the concrete

Series	Type	Model	$f_{c, 28 \text{ days}}$ (MPa)	$f_{c, 56 \text{ days}}$ (MPa)	Age (days)	Estimated probable strength (MPa)	
P1	A	a	17,13	21,60	125	19,54	
		b			98	19,24	
P2	B	a	36,72		105	19,33	
		b			91	19,15	
P3	A	a	40,50		73	40,39	
		b			111	41,59	
P4	B	a			84	40,81	
		b			119	41,76	

With,

 $s = 0,38$ for concrete from cement CPIII and CPIV $s = 0,25$ for concrete from cement CPI and CPII $s = 0,20$ for concrete from cement CPV-ARI t = effective age of the concrete, in days.

Table 5 presents the probable resistance to compression estimated for the concrete used in the frames on the date of the laboratory tests. One affirms that there was no influence in relation to the age of the concrete used in the frames on the data of the test to the variation that occurred on the compression resistance, in relation to the value obtained through the testing of cylindrical specimens of 10 cm x 20 cm at 56 days of age for the frame concrete, which was adopted for the calculations and considerations of the study.

Table 6 presents the measured results obtained for the mechanical properties from the steel bars.

3.2 Instrumentation

The specific deformations on the reinforcements and the concrete were measured by electric extensometers from Excel Sensores.

Table 6

Test results for traction on the steel bars

\emptyset (mm)	f_y (MPa)	E_s (MPa)
12,5	603,60	193.073,00
16,0	584,25	206.854,00

These meters were stuck to the longitudinal reinforcements and the concrete by means of cyanoacrylate based adhesive, isolated and sealed with plastic tape as shown in Figure 6. These extensometers stuck to the longitudinal reinforcements were designated by the letter L, those immersed in the concrete letter I, and those stuck to the compressed side of the concrete, letter C.

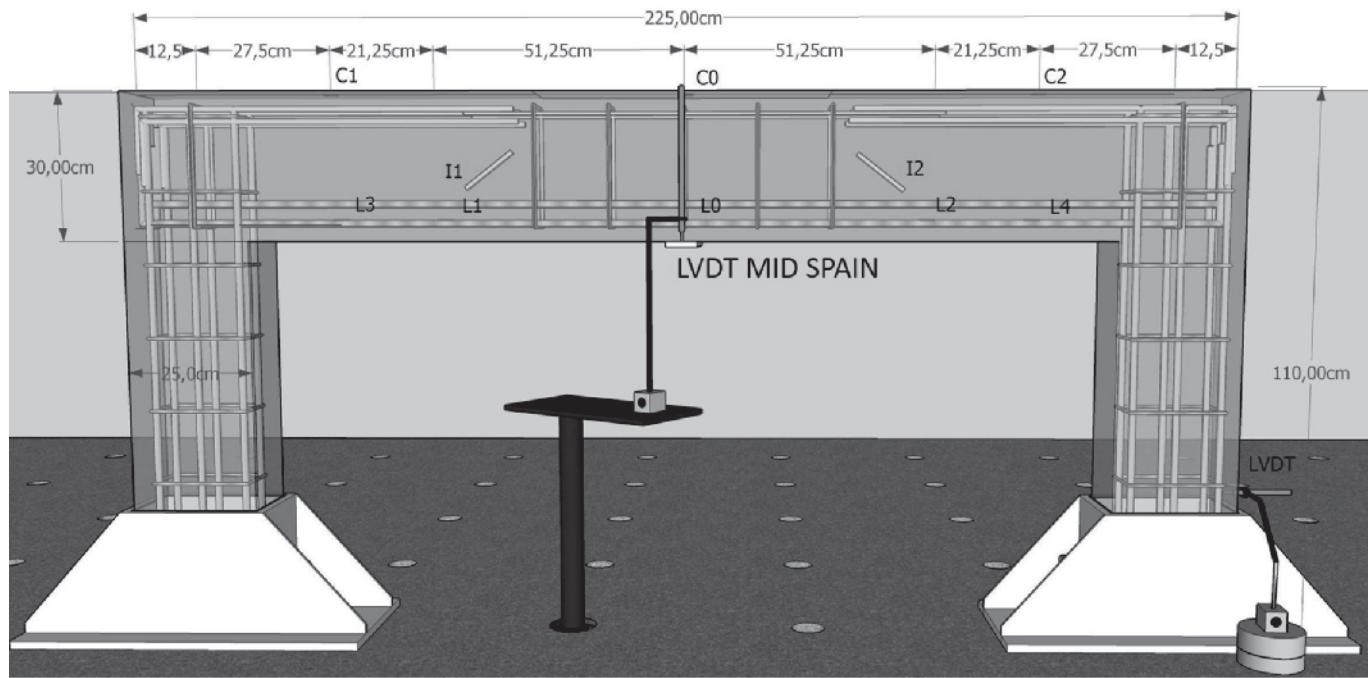
3.3 Equipment used in the tests

For applying the loads the metallic frame was used, which was mounted on a response slab at the structures laboratory at UFU. The load was applied by the hydraulic actuator feed by a manual pump and transferred to two symmetrical points away from the beam at 70 cm at each extremity, by means of a beam made up of a metallic profile "I" 250 mm x 44.80 kg/m. For the measuring of the load, a load cell was employed, made up of a steel cylinder with the resistance electric extensometer calibrated until 500 kN placed on it, as shown in Figure 7. The load was applied with increases of 15 kN. At each stage of loading, observations were made and registered on panoramic video of the cracks that occurred on the frame. The rate at which the load increased one noted the evolution of the cracks, which were marked with crayon on the concrete surface, Figure 8.

Through the use of electric extensometers linked to the data logger, measurements were made of the deformations of the reinforcements and the concrete.

4. Results and discussions

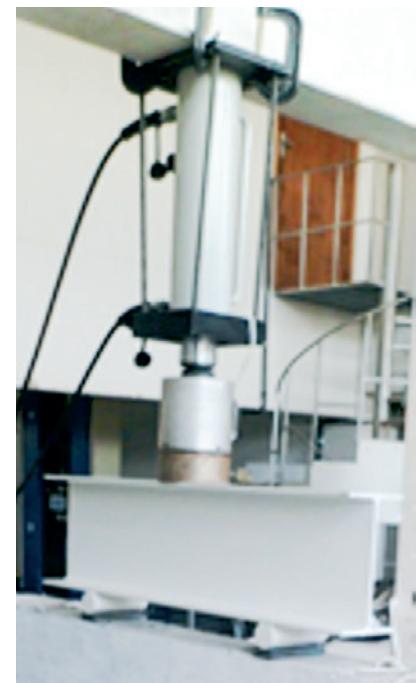
The values for the portion of shear stress resisted by complementary

**Figure 6**

General position of extensometers on the frame

mechanisms were calculated as defined by the norms ABNT NBR 6118:2014 [2], ACI 318-14 [14], BS 8110-97 [15], EN 1992-1-1-2004 [17], CSAA23. 3-04 [16] and FIB MODEL CODE 2004 [18], Table 7.

Through the longitudinal reinforcement proposed, the theoretical value of the last moment of longitudinal reinforcement flow was calculated in accordance with the hypotheses of

**Figure 7**

General view and details of the load application point

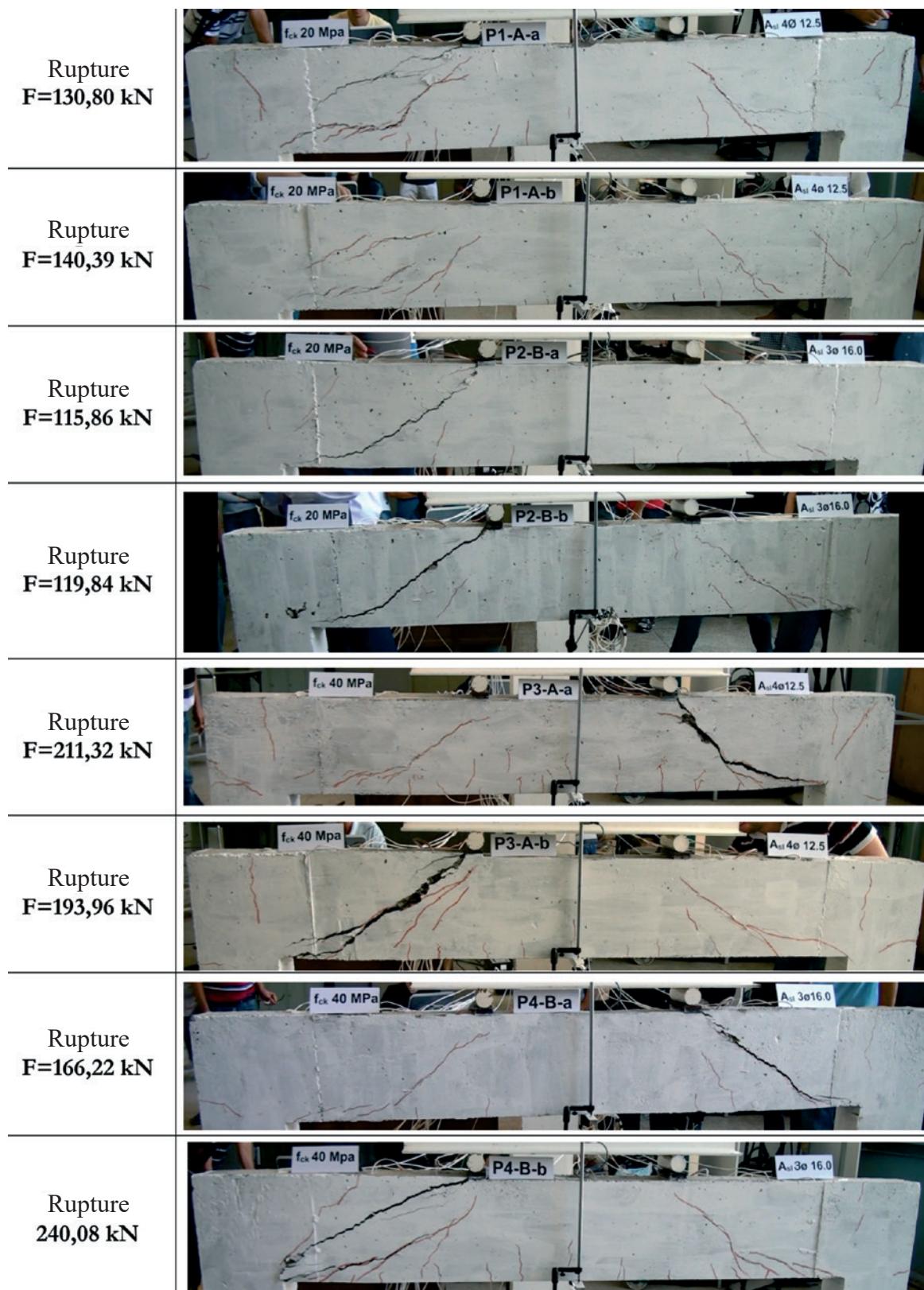


Figure 8

Panorama of cracks in the frames and rupture loads

Table 7

Strength values in accordance with norms

Frames	V _c (kN)					
	ABNT NBR 6118:2014	ACI 318-14 ⁽⁸⁾	BS 8110-97	EN 1992-1-1-2004	CSA A 23.3-04 a _g = 20mm	FIB CODE 2004
P1-A-a	49,22	50,04	36,29	66,30	20,63	25,31
P1-A-b					21,61	
P2-B-a	52,11	52,97	39,95	107,40	28,25	34,67
P2-B-b					29,59	
P3-A-a	79,74	68,52	42,64	107,40	28,25	34,67
P3-A-b					29,59	
P4-B-a	84,41	72,53	46,90	107,40	28,25	34,67
P4-B-b					29,59	

Table 8

Comparison of calculated and experimental values

Frames	Calculated values		Experimental values		V _{u,exp} / V _{u,cal}
	V _{u,cal} (kN)	M _{u,cal} (kN · m)	F ₂ = V _u (kN)	M _{u,exp} (kN · m)	
P1-A-a	150,30	57,34	65,40	25,00	0,435
P1-A-b			70,20	26,80	0,467
P2-B-a	189,60	69,89	57,93	22,10	0,316
P2-B-b			59,92	22,90	0,327
P3-A-a	169,50	64,68	105,66	40,30	0,623
P3-A-b			96,98	37,00	0,572
P4-B-a	210,00	80,32	83,11	31,70	0,397
P4-B-b			-	-	-

Observation: The results for frame P4-B-b were withdrawn as they did not obtain randomly distributed values around an average value and did not follow the tendency of the samples.

ABNT NBR 6118:2014 [2], where rectangular distribution on the stresses of the concrete compression was admitted. This bending moment corresponds to a shear force, the last to be obtained through use of the program Ftool [20]. Table 8 presents the comparative results of the theoretical value with the experimental value.

The comparison $\frac{V_{u,exp}}{V_{u,cal}}$, of the experimental results in relation to

the last shear stress values obtained from the calculated values,

Table 9

Strength variation of the complementary mechanisms in function of the concrete compression strength

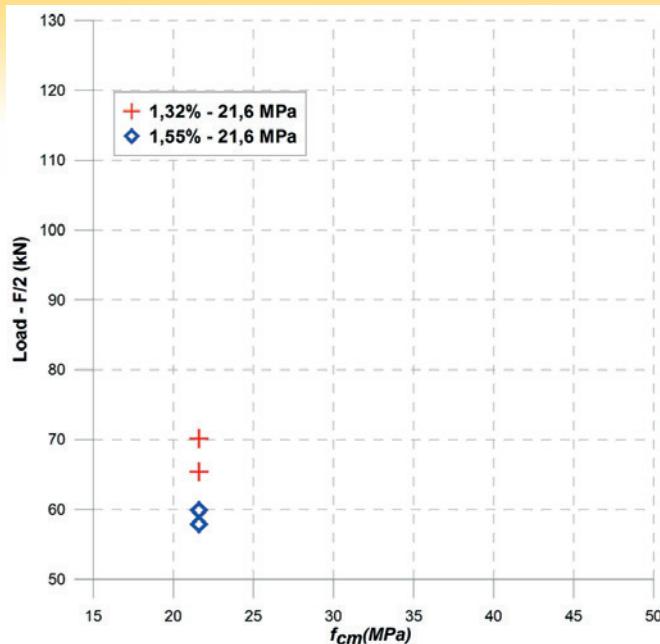
Frames	F ₂ = V _u (kN)	Δ (%)
21,60 MPa - 1,32%	67,80	49,44
40,50 MPa - 1,32%	101,32	
21,60 MPa - 1,55%	58,93	41,03
40,50 MPa - 1,55%	83,11	

shows that the frames with the highest ratio of reinforcement $\rho_l = 1,5\%$ (P2 e P4) present the lowest shear relation when compared to the shear relation of the frames with the lowest ratio of reinforcement $\rho_l = 1,32\%$ (P1 e P3).

Table 9 presents the results of the resistance variation of shear of the complementary mechanisms, which maintained constant percentages of longitudinal reinforcement in function of the concrete compression resistance.

One notes that for the frame beams analysed without transversal reinforcement, with the same ratio of longitudinal reinforcement, there was an increase in shear strength from the complementary mechanisms of the truss, with an increase in resistance to concrete compression. Figures 9 and 10, present the comparison of load resistance of the beams with the same resistance to concrete compression, by varying the ratio of reinforcement. Stated here is that beams that possess lower ratios of reinforcement to the same concrete compression resistance, support higher loads.

Upon the analysis of the beam deformations with a higher value given to the bending moment, extensometer L0, Figure 11, one notes that the reinforcements do not reach the maximum admitted flow by the norm of 10 mm/m. The highest value obtained was 0.0013 mm/m for beam P1-A-a, confirming the rupture of the beams by shear stress and not simple bending.

**Figure 9**

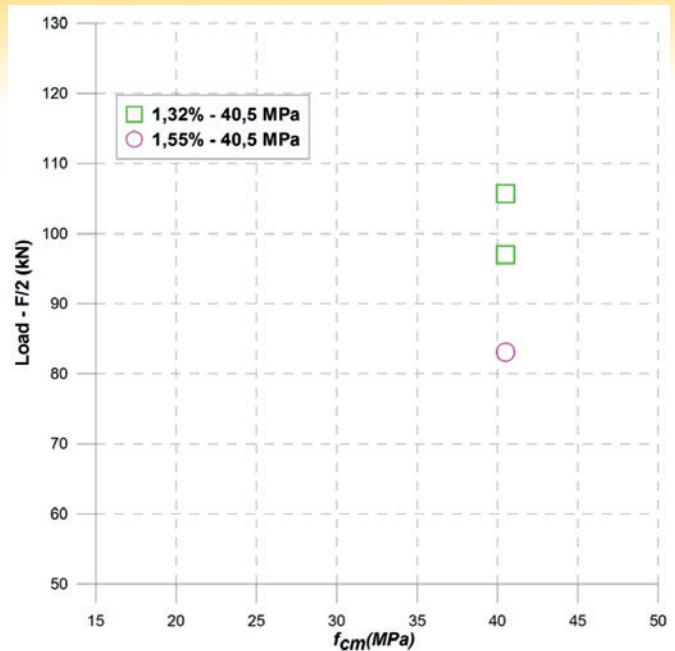
Variation of the longitudinal reinforcement ratio/concrete compression strength 21.6 MPa

Table 8 shows the results for the comparison of the experimental values of the resistant portion of the concrete to shear without transversal reinforcement ($V_{u,exp}$) in relation to the values of (V_c) calculated by the norms [2, 14, 15, 16, 17, 18].

One notes that there is a great variation in the values calculated by the norms compared to the experimental values. The ABNT NBR 6118:2014 and the ACI 318-14 are those that most converge the calculated values with a difference of approximately 10%, Table 10.

5. Conclusions

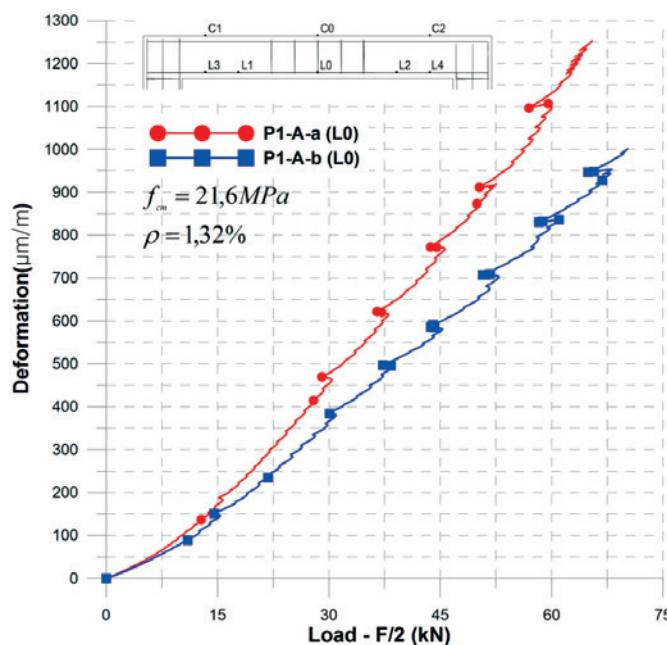
This work had as its objective to present the analyses of the

**Figure 10**

Variation of the longitudinal reinforcement ratio/concrete compression strength 40.5 MPa

experimental results concerning the portion of shear stress strength V_c , in beams from embedded frames, with the strength variation characteristic of concrete and the ratio of longitudinal reinforcement. One concludes that,

- With the lower ratio of longitudinal reinforcement, maintaining constant the strength characteristics of the concrete, there was an increase in strength of the complementary mechanisms of truss, when faced with shear. Based on the tensile and compression stresses applied to the concrete by a bar of steel of stress to be transferred by the pin effect, the maximum transferred stress through the pin effect was negatively affected with the increase in the diameter of the bars.

**Figure 11**

Deformation on the longitudinal reinforcement (L0) for the columns of series P1-A and P2-B

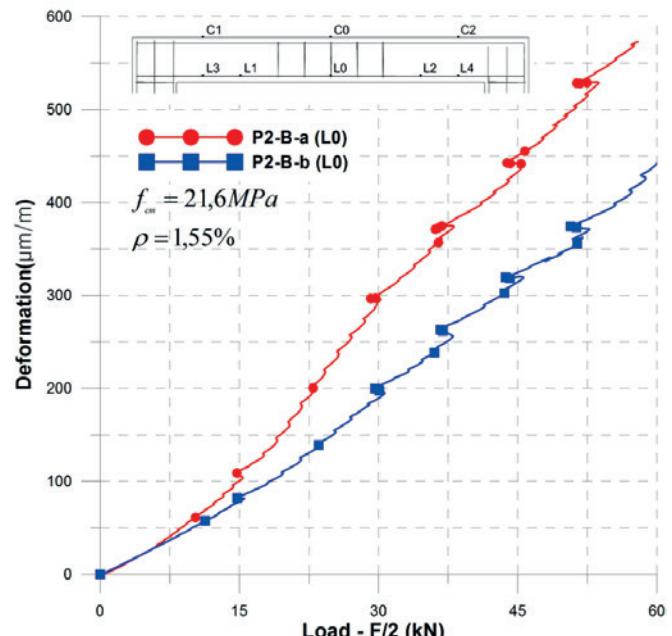


Table 10

Comparison between experimental and calculated values of the norms

Frames	$V_{u,exp} / V_c$				
	ABNT NBR 6118:2014	ACI 318-14 ⁽⁸⁾	BS 8110-97	EN 1992-1-1:2004	CSA A23.3.04 $a_g=20mm$
P1-A-a	1,328	1,307	1,802	0,986	3,170
P1-A-b	1,426	1,403	1,934	1,059	3,403
P2-B-a	1,112	1,094	1,450	0,874	2,681
P2-B-b	1,149	1,131	1,500	0,904	2,773
P3-A-a	1,325	1,542	2,469	0,984	3,740
P3-A-b	1,216	1,415	2,274	0,903	3,433
P4-B-a	0,985	1,146	1,772	0,774	2,809
P4-B-b	-	-	-	-	-
$V_{u,exp} / V_c$	1,216	1,307	1,802	0,904	3,170
					2,584

- 2) With the increase in strength characteristic of concrete under compression, maintaining constant the ratio of longitudinal reinforcement of the beam, the experimental results show an increase in strength in the complementary mechanisms of the truss, when faced with shear, evincing therefore a higher mobilization by the meshing of the aggregates.
- 3) Regarding values obtained experimentally compared to calculation values from norms, the results that are closest to the experimental are from EUROCODE: 2004.
- 4) The fixed values from the norm ABNT NBR 6118: 2014 are lower in approximately 21,6% in relation to those values obtained experimentally for shear concrete strength. The formula for calculating the portion of shear stress resisted by complementary mechanisms to the truss model $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ in simple bending, the multiplying factor of the equation terms can be equal to 0,7296 when considering the results from this research study.

6. Bibliographic references

- [1] FUSCO, Péricles Brasiliense. Estruturas de concreto: Solicitações Tangenciais. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2008. 328 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] Ritter W. Diebauweise hennebique. Schweizerische Bauzeitung 1899;33:41–61.
- [4] ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion. Recent approaches to shear design of structural concrete. ASCE, J Struct Eng 1998;124(12):1375–417.
- [5] K. De Wilder, P. Lava, D. Debruyne, Y. Wang, G. De Roeck, L. Vandewalle. Experimental investigation on the shear capacity of prestressed concrete beams using digital image correlation.
- [6] ACI Committee 318. 318-11: Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI; 2011. p. 503. [3] CEN European Committee for Standardization.
- [7] Eurocode 2. Design of concrete structures – general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1, Brussels, Belgium; 2004. p. 225.
- [8] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. Engineering Structures, Volume 99 (2015) 360–372.
- [9] WALRAVEN, Joost Cornelis. AGGREGATE INTERLOCK: A theoretical and experimental analysis. 1980. 202 f. Tese Doutorado - Curso de Engenharia Civil, Delft University Of Technology, Holanda do Sul, 1980.
- [10] KIM, Jin-keun; PARK, Yon-dong. Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. ACI Materials Journal, Estados Unidos, v. 93, n. 3, p.213-222, maio 1996.
- [11] Yang Y. Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement, a new look at an old problem. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands; 2014. p. 344.
- [12] Bentz EC, Vecchio FJ, Collins MP. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. ACI Struct J 2006;103(4):614–24.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: 1994. Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Michigan, USA, 2014.
- [15] BRITISH STANDARD INSTITUTION, BS 8110 Structural Use of Concrete, Part. 1. Code of Practice for Design and Construction, BSI publications , London, 1997,160 p.
- [16] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. A23.3-04: Design of concrete structures. xviii ed. Ontário: Canadian Standards Association, 2004, 232 p.

- [17] EUROPEAN STANDARD EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General rules and rules for buildings, London, 1992.
- [18] Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010 – final draft, vols. 1 and 2, fédération internationale du béton, Bulletins 65 and 66, Lausanne, Switzerland; 2012. p. 350 and p. 370.
- [19] Samora, M. S. Avaliação dos mecanismos resistentes ao cislamento em concreto armado sem armadura transversal. 140 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.
- [20] Ftool - Two-dimensional Frame Analysis Tool: versão 3.0. Luiz Fernando Martha, 2012. Disponível em <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>.

Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement

Análise experimental da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal



M. S. SAMORA ^a
mssamora@terra.com.br

A. C. DOS SANTOS ^a
acds@feciv.ufu.br

L. M. TRAUTWEIN ^b
leandromt@gmail.com

M. G. MARQUES ^c
mariliagmarques@outlook.com

Abstract

There are many theories and empirical formulas for estimating the shear strength of reinforced concrete structures without transverse reinforcement. The security factor of any reinforced concrete structure, against a possible collapse, is that it does not depend on the tensile strength of the concrete and the formation of any collapse is ductile, thus giving advance warning. The cracking from tensile stress can cause breakage of the concrete and should be avoided at all cost, with the intent that any such breakage does not incur any type of failure within the structure. In the present research study, experiments were performed in order to analyze the complementary mechanisms of the shear strength of lattice beams of reinforced concrete frames without transverse reinforcement. The experimental program entails the testing of eight frames that were subjected to a simple bending process. Two concrete resistance classes for analyzing compressive strength were considered on the construction of frames, 20 MPa and 40 MPa . To resist the bending stresses, the beams of the frames are designed in domain 3 of the ultimate limit states. Different rates and diameters of longitudinal reinforcement were used, 1.32% and 1.55% with 12.5 mm diameter and 16.0 mm in longitudinal tensile reinforcement. From the obtained results, an analysis was made of the criteria already proposed for defining the norms pertinent to the portion of relevant contribution for the shear resistance mechanisms of concrete without the use of transverse reinforcement and the influence of the concrete resistance and longitudinal reinforcement rates established in the experimental numerical results.

Keywords: reinforced concrete, shear, cracking, additional mechanisms.

Resumo

Há muitas teorias e fórmulas empíricas que estimam a resistência ao cisalhamento de estruturas de concreto armado sem armadura transversal. A segurança de qualquer estrutura de concreto armado, em relação a um possível colapso, é que ela não dependa da resistência à tração do concreto, assim, o colapso é de forma dúctil, com aviso prévio. A fissuração, proveniente de esforços de tração, pode causar a ruptura do concreto e deve ser evitada para que não ocorra nenhum tipo de falha na estrutura. Nesta pesquisa foram realizados experimentos para analisar os mecanismos complementares ao de treliça de resistência ao cisalhamento em vigas de pórticos de concreto armado sem armadura transversal. O programa experimental consistiu no ensaio de oito pórticos e os modelos foram submetidos à flexão simples. Foram consideradas duas classes de resistências à compressão do concreto para a concretagem dos modelos, 20 MPa e 40 MPa. Para resistir os esforços de flexão, as vigas foram dimensionadas no domínio 3 do estado limite último. Foram usadas duas taxas de armadura, 1,32% e 1,55% com diâmetros de 12,5 mm e 16,0 mm de armaduras longitudinais de tração. A partir dos resultados obtidos foram analisados os critérios já propostos por normas para definir a parcela da contribuição relativa aos mecanismos resistentes de cisalhamento do concreto sem o uso de armadura transversal e a influência das resistências do concreto e taxas de armadura longitudinal nos resultados numéricos obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: concreto armado, cisalhamento, fissuração, mecanismos complementares.

^a Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Uberlândia, MG, Brasil;
^b Departamento de Estruturas da FEC – Unicamp, Campinas, SP, Brasil;
^c Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, MG, Brasil.

Received: 19 Nov 2015 • Accepted: 16 May 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

A ruptura das vigas de concreto armado depende das características do material constituinte: concreto e aço, das dimensões do elemento, do tipo de carregamento e do dimensionamento e detalhamento das armaduras, sendo requisito desejável que ela seja do tipo dúctil. Fusco [1] traz que enquanto as tensões principais de tração existentes na alma da peça não provocarem a ruptura do concreto por tração, o cisalhamento é resistido pelo próprio concreto.

Para calcular a resistência ao cisalhamento de uma viga, muitos códigos, normas e modelos simplesmente recomendam a superposição da resistência ao cisalhamento devido ao concreto mais a capacidade resistente devida à armadura de cisalhamento.

A ABNT NBR 6118:2014 [2] diz que a resistência de uma viga ao cisalhamento, força cortante resistente, é considerada de forma usual a partir de duas parcelas: V_c é a parcela resistida pelo concreto e mecanismos complementares ao da treliça, contribuição do concreto e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal. O dimensionamento [3] é apresentado pela analogia da treliça de Ritter e Morsch no início do século XX e associa a viga em concreto armado a uma estrutura treliçada equivalente. Portanto, para vigas com estribos, modelos baseados em escoras e tirantes ou campos de tensão podem ser aplicados para o dimensionamento [4].

A analogia de treliça é, por um lado fácil de entender e altamente didático, mas por outro lado uma representação muito simples do comportamento estrutural real, Figura 1. Fica assim claro que os modelos mais refinados são necessários para aperfeiçoar e tornar mais econômico o projeto estrutural de vigas de concreto armado, por Wilder et al. [5].

Com relação à resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, não existe um consenso nos códigos e normas

disponíveis sobre os parâmetros e fenômenos que regem o problema do cisalhamento, sendo muitas vezes estes baseados em fórmulas empíricas [6,7,8].

Para vigas retangulares, com a formação da fissura inclinada, a força de cisalhamento transferida pelos vários mecanismos é proporcional em 20% a 40% pela zona de compressão do concreto não fissurado, 33% a 50% pelo engrenamento de agregados e 15% a 25% pelo efeito de pino, KIM and PARK [10]. Yang [11] traz a importância do intertravamento dos agregados na resistência ao esforço de cisalhamento, que ajuda na transferência dos esforços após o início da fissuração.

Dependendo do tipo da abertura e do deslocamento relativo da fissura, desenvolve tensões normais tangenciais que são limitadas pela rugosidade da superfície em contato. Reforça-se que a rugosidade da superfície fissurada é influenciada pelo tamanho do agregado e também pela forma real da fissura, por Ruiz et al. [8]. Além do engrenamento dos agregados outros mecanismos de transferência da força de cisalhamento foram citado por Ruiz et al. [8] como a resistência a tração do concreto, efeito do arco, e o efeito pino. Bentz [12] explica a resistência ao cisalhamento considerando o engrenamento dos agregados de acordo com Walraven [9].

2. Métodos de cálculo da resistência a força cortante (V_c)

2.1 ABNT NBR 6118:2014

No caso de elementos com armadura transversal:

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (1)$$

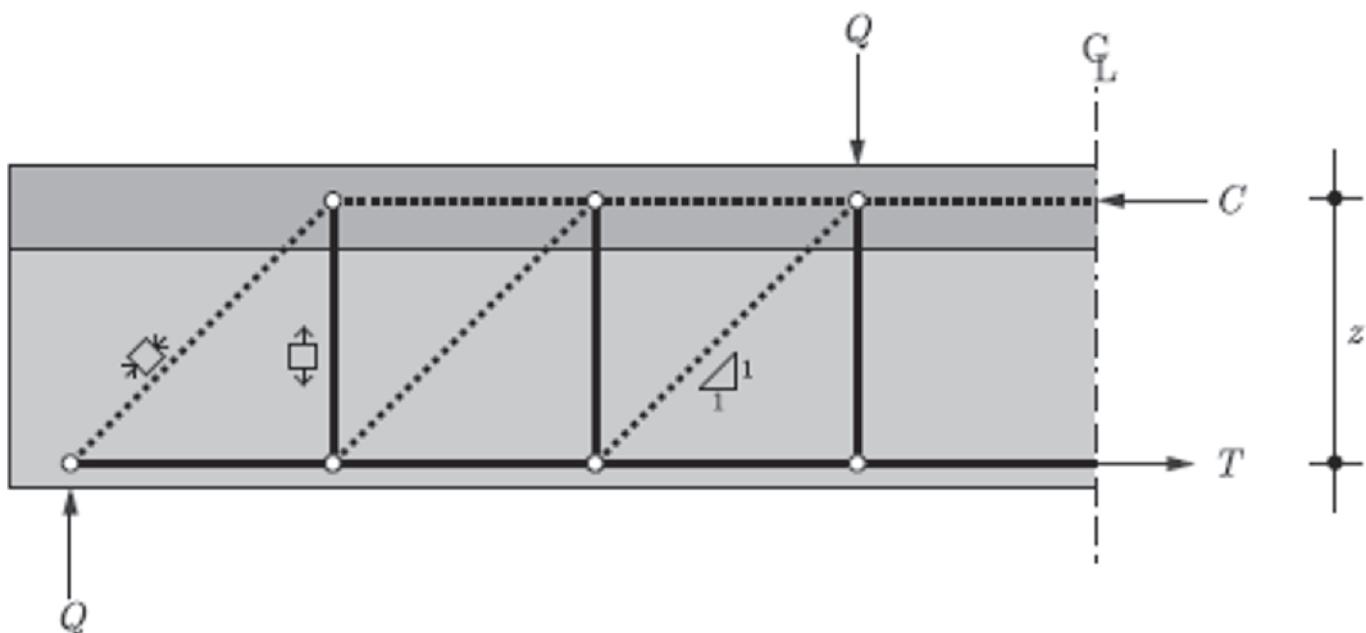


Figura 1

Analogia de treliça proposta por Ritter e Morsch (5)

$V_c = V_{c0}$ Para flexão simples e na flexo tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{S} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (3)$$

Onde:

V_{cd} – Força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{nd} – Força cortante resistente de cálculo, relacionada à ruptura por tração diagonal;

V_c – Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{c0} – Valor de referência para V_c , quando $\theta = 45^\circ$;

f_{ctd} – Resistência de cálculo do concreto à tração;

b_w – Largura da seção transversal;

d – Altura útil;

A_{sw} – Armadura transversal;

S – Espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4)$$

A resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ deve ser obtida em ensaios realizados segundo a ABNT NBR 7222 [13].

A resistência a tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$.

2.2 ACI 318-14

A equação 22.5.5.1 da norma ACI 318-14 [14] em sua seção 22.5.5 determina de forma simplificada, a parcela correspondente à resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto e dada por:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

Onde:

f_c – Resistência à compressão do concreto em MPa;

b_w – Largura da seção transversal em (mm);

d – Altura útil em (mm);

λ – Fator de redução das propriedades mecânicas do tipo de concreto: concreto de peso normal $\lambda = 1$ (Tabela 19.2.4.2 do ACI 314-14);

V_c – Resistência nominal de cisalhamento do concreto em N.

Um cálculo de V_c mais detalhado é feito de acordo com as expressões da tabela 22.5.5.1 do ACI 318-14 utilizando o menor dos três valores:

$$V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

$$V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \right) \cdot b_w \cdot d \quad (7)$$

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (8)$$

Onde:

ρ_w – Taxa de armadura longitudinal;

V_u – Esforço cortante na seção;

M_u – Momento fletor na seção.

Para a maioria dos modelos o segundo membro das expressões (6) e (7) assume o valor de $0,01 \cdot \lambda \sqrt{f_c}$ como permitida pela Equação 5.

2.3 BS 8110-97

O dimensionamento do concreto e reforços, de acordo com o BS8110-97 [15] pode ser assumido como elementos do sistema de bielas e tirantes. A ruptura por cisalhamento de vigas sem armadura transversal considera o ângulo das bielas de compressão $\theta = 30^\circ$. A tensão de cisalhamento v , em uma seção transversal qualquer é dada pela equação:

$$v = \frac{V}{b_v \cdot d} \quad (9)$$

Onde:

b_v = largura da seção em mm;

d = altura efetiva em mm.

Em nenhum caso v deve exceder a:

$$0,85 \sqrt{f_{cu}} \leq v \leq 5 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ MPa}$$

f_{cu} = Resistência característica à compressão do concreto.

2.4 EN 1992-1-1: 2004 EUROCODE 2

O modelo de cálculo adotado pelo EUROCODE 2 [17] baseia-se no modelo de treliça com a recomendação do ângulo das bielas de compressão θ no intervalo $45^\circ \leq \theta \leq 68,20^\circ$.

Na seção 6.2.2, equação 6.4 do Eurocode permite calcular a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem armadura transversal em regiões não fissurada por flexão e dada por:

$$V_c = V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (10)$$

Onde:

V_c em (N)

f_{ctd} = Resistência característica do concreto à tração MPa;

$\alpha_l \leq 1,0$ Para barras protendidas e $\alpha_l = 1,0$ para outros tipos de pré esforços;

σ_{cp} = Tensão de compressão no concreto devido a carga axial:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \quad \text{em MPa} \quad N_{ed} > 0 \quad \text{na compressão};$$

A_c – Área da seção transversal;

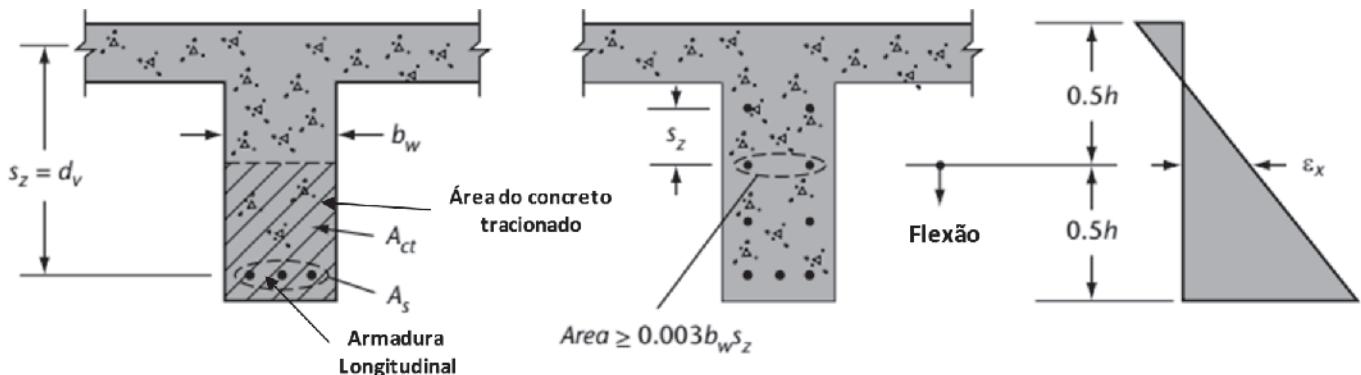
b_w, d – Largura e altura útil da seção transversal em (mm);

I – Momento de inércia da seção transversal;

S – Momento estático da área acima do eixo do centro de gravidade da seção.

2.5 CSA A23 3-04

O dimensionamento de peças de concreto armado baseia-se na teoria do campo da compressão modificada com o ângulo das bielas de compressão $\theta = 35^\circ$. A norma Canadense CSA A23. 3-04 [16] na seção 11.3.4 determina o valor da


Figura 2

Detalhe da seção transversal para cálculo de S_z , adaptado de (15)

resistência do concreto ao cisalhamento de acordo com a equação:

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (11)$$

Onde:

$\phi_c = 0,65$ Fator de resistência do concreto;

β = Fator responsável pela resistência do concreto fissurado,

$\beta = 0,21$

$\lambda = 1,0$ = Densidade de concreto normal;

b_w = Largura da viga em (mm);

d_v = Altura útil de cisalhamento em (mm).

A resistência à compressão do concreto deve ser menor ou igual a 64 MPa ou

$$\sqrt{f'_c} \leq 8 \text{ MPa}, 0,9d \leq d_v \leq 0,72h \text{ e } b_w \leq 250 \text{ mm}$$

f'_c em MPa, b_w , d_v em mm, V_c em (N)

O cálculo de β para seção transversal sem armadura de cisalhamento pelo método simplificado é dado por:

- a) Se a seção não contém armadura transversal e o tamanho máximo nominal do agregado não é inferior a 20 mm β deve ser tomado como:

$$\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)} \quad (12)$$

- b) Se a seção não contém armadura transversal, o valor de β pode ser determinado para todos os tamanhos de agregados substituindo o parâmetro d_v da equação pelo parâmetro

S_{ze} , que permite o tamanho do agregado e valor equivalente considerado a S_z e depende das características da armadura longitudinal, onde:

$$S_{ze} = \frac{35 \cdot S_z}{15 + a_g} \quad (13)$$

a_g = Diâmetro máximo nominal do agregado;

$$S_{ze} \geq 0,85S_z$$

S_z – Deve ser tomado como d_v ou a distância máxima entre as linhas de distribuição da armadura longitudinal, o que for menor. Cada linha de camada da armadura longitudinal deve ter uma área pelo menos de $0,003 \cdot b_w \cdot S_z$ conforme ilustra a Figura 2.

2.6 FIB MODEL CODE 2010

A resistência ao cisalhamento para peças de concreto sem armadura de cisalhamento, de acordo com o FIB Model Code 2010 [18] pode ser calculada com a equação:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad (14)$$

Onde:

z = Altura útil em (mm);

b_w = Espessura da viga em (mm);

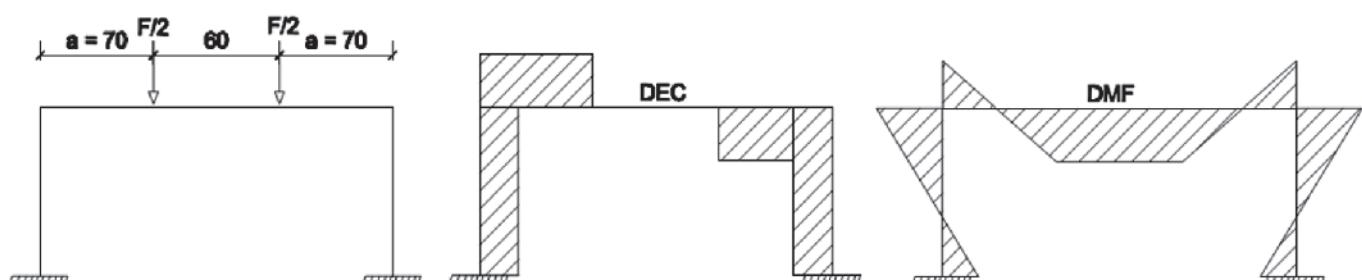

Figura 3

Diagrama de carregamento e esforços

Tabela 1

Identificação dos modelos

Série	Tipo	Modelo	f_c (MPa)	Armadura longitudinal de tração	A_{sl} (cm ²)	ρ_l (%)	a/d
P1	A	a	20	4Ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
		b		3Ø 16,0mm	6,03	1,55	2,67
P2	B	a	40	4Ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
		b		3Ø 16,0mm	6,03	1,55	2,67
P3	A	a	40	4Ø 12,5mm	4,90	1,32	2,83
P4	B	a		3Ø 16,0mm	6,03	1,55	2,67

γ_c = Coeficiente de segurança do concreto, $\gamma_c = 1,50$;

$V_{Rd,c}$ em N

F_{ck} em MPa e $\sqrt{f_{ck}} \leq 8$ MPa sendo:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \quad (15)$$

3. Materiais e programa experimental

3.1 Características do pórtico e propriedades dos materiais

Foram ensaiadas quatro séries de pórticos de concreto armado com altura de 1,10 m e 2,25 m de comprimento com cargas equidistantes dos apoios e crescentes, por Samora [19]. Para cada série foram utilizados dois pórticos com as mesmas características geométricas e variáveis, assim foram ensaiados oito pórticos.

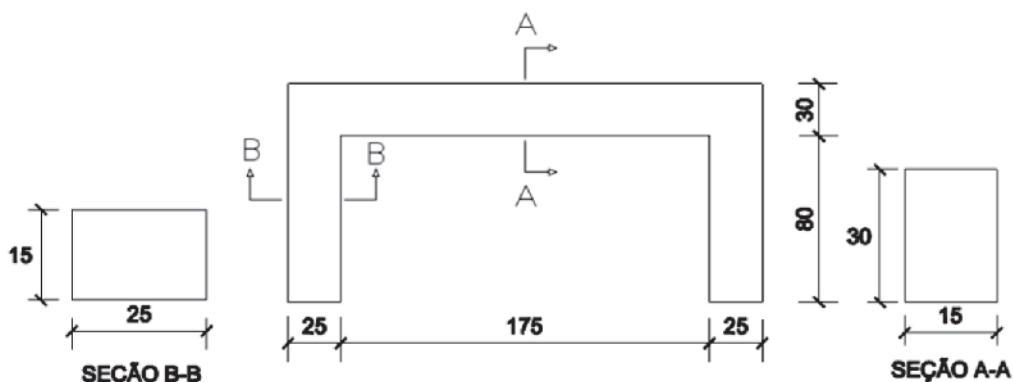
O esquema de carregamento dos pórticos e os diagramas de esforços correspondentes ao corpo livre são apresentados na Figura 3.

O planejamento experimental foi montado com os fatores de resistência característica à compressão do concreto e a taxa de armadura longitudinal da viga, Tabela 1. O interesse na variação ou níveis dos fatores de entrada é a resistência do concreto ao cisalhamento na ruptura. Os modelos ensaiados tiveram uma taxa geométrica de armadura longitudinal de tração de 1,32% para os pórticos do tipo A e de 1,55% para os pórticos tipo B. As vigas dos pórticos possuíam seção retangular de 15 cm de largura, 30 cm de altura por 2,25 m de comprimento. Os pilares dos pórticos possuíam seção transversal retangular de 15 cm de largura e 25 cm de comprimento e altura de 1,10 m do apoio à face superior da viga. As dimensões e detalhamento dos pórticos estão indicados nas Figuras 4 e Figura 5.

O concreto utilizado na pesquisa foi do tipo usinado, fornecido por empresa especializada. Para os pares P1, P2 e P3, P4 foram utilizados concreto de classes C20 e C40 respectivamente e refere-se à idade aos 28 dias.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto em diversas idades e os valores do módulo de elasticidade e resistência a tração são apresentados na Tabela 2 e Tabela 3.

Na Tabela 4 apresentam-se as datas de realizações dos ensaios

**Figura 4**

Dimensões dos pórticos – cotas em cm

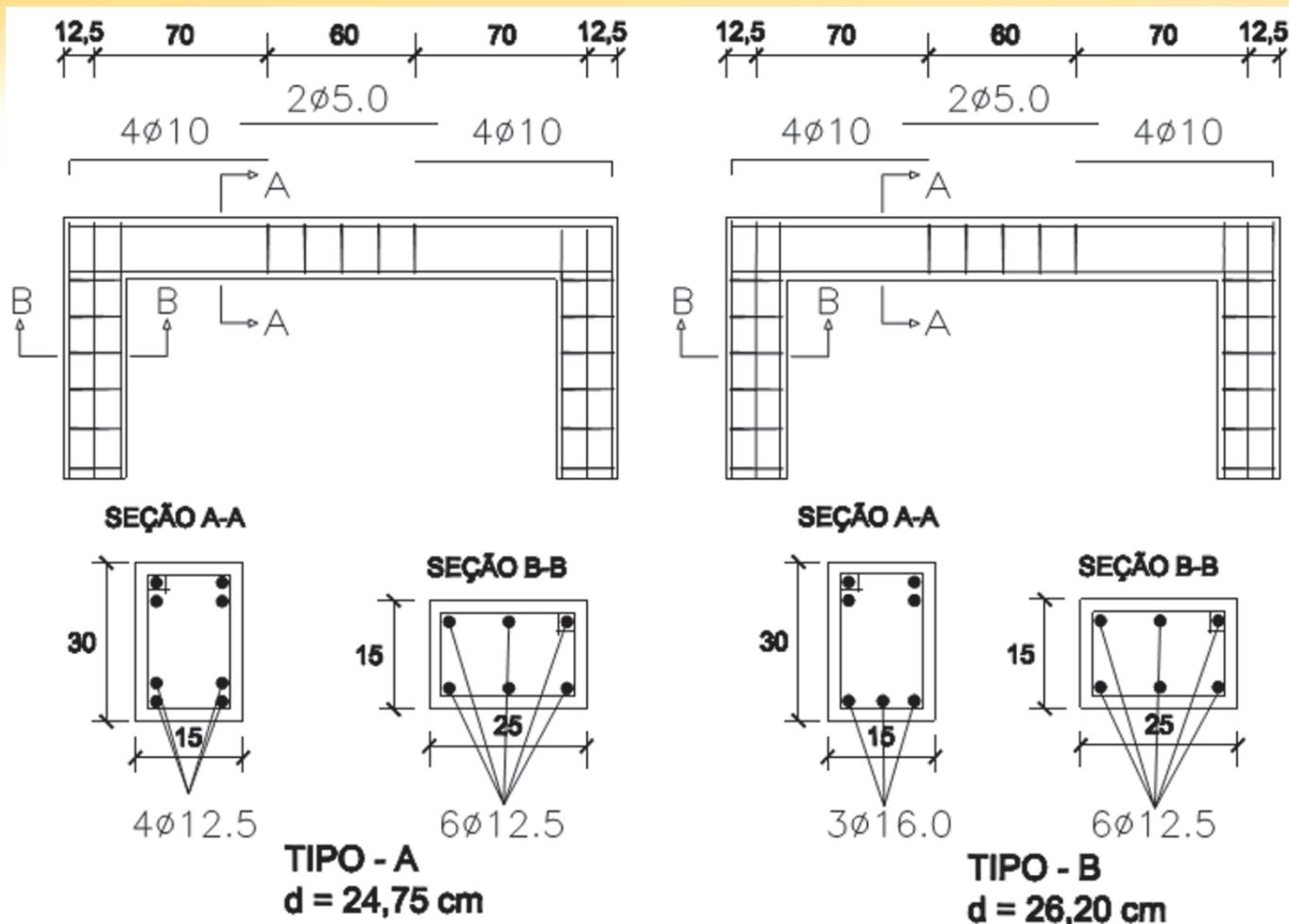


Figura 5
Detalhamento dos pórticos, tipos A e B – cotas em cm

Tabela 2

Resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto dos pórticos

Idade (C)	f_c (20 MPa)	f_{cm} (MPa)	f_c (40 MPa)	f_{cm} (MPa)
f_c , 7 dias	8,90	8,92	23,24	22,61
	8,94		21,29	
f_c , 14 dias	12,7	12,26	27,72	28,95
	11,82		30,18	
f_c , 28 dias	17,65	17,13	35,87	36,72
	16,62		37,57	
f_c , 56 dias	21,36	21,61	41,05	40,50
	21,86		39,95	

Tabela 3

Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência à tração

Concreto	Idade (C)	f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)	$f_{ct, sup}$ (MPa)	$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct, sup}$ (MPa)
f_c (20 MPa)	56 dias	21,54	28,79	2,45	2,21
f_c (40 MPa)	56 dias	44,13	36,30	3,98	3,58

Tabela 4

Idade dos corpos de prova

Série	Tipo	Modelo	f_c (MPa)	Data de concretagem	Data do ensaio	Idade(dias)	
P1	A	a	20	04/04/2014	07/08/2014	125	
		b			11/07/2014	98	
P2	B	a	40		18/07/2014	105	
		b			04/07/2014	91	
P3	A	a	40		16/06/2014	73	
		b			24/07/2014	111	
P4	B	a	40		27/06/2014	84	
		b			01/08/2014	119	

Tabela 5

Resistência à compressão provável estimada para o concreto

Série	Tipo	Modelo	$f_{c, 28\text{ dias}}$ (MPa)	$f_{c, 56\text{ dias}}$ (MPa)	Idade(dias)	Resistência provável estimada
P1	A	a	17,13	21,60	125	19,54
		b			98	19,24
P2	B	a	36,72	40,50	105	19,33
		b			91	19,15
P3	A	a	36,72	40,50	73	40,39
		b			111	41,59
P4	B	a	36,72	40,50	84	40,81
		b			119	41,76

e a idade de cada peça em relação a data de concretagem.

A ABNT 6118:2014 permite verificar a resistência de cálculo do concreto aos t (dias) em relação a idade aos 28 dias dada pela expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

No caso são adotados o coeficiente de ponderação da resistência do concreto $\gamma_c = 1$. O valor de β_1 pode ser obtido pela expressão:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

Com,

 $s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e CPIV; $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e CPII; $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI; $t =$ idade efetiva do concreto, em dias.

Na Tabela 5 apresentam-se a resistência à compressão provável estimada para o concreto dos pórticos na data dos ensaios.

Pode-se afirmar que não houve influência em relação a idade do concreto dos pórticos na data dos ensaios a variação ocorrida da resistência à compressão em relação ao valor obtido através dos ensaios dos corpos de prova cilíndrico de 10 cm × 20 cm aos 56 dias de idade do concreto dos pórticos e adotado para os cálculos e considerações da pesquisa.

Na Tabela 6 apresentam-se os resultados médios obtidos para as propriedades mecânicas das barras de aço.

Tabela 6

Resultados dos ensaios de tração das barras de aço

\emptyset (mm)	f_y (MPa)	E_s (MPa)
12,5	603,60	193.073,00
16,0	584,25	206.854,00

3.2 Instrumentação

As deformações específicas nas armaduras e no concreto foram medidas por extensômetros elétricos marca Excel Sensores. Estes extensômetros elétricos foram colados nas armaduras longitudinais e no concreto por meio de adesivo à base de cianocrilato, isolados e impermeabilizados com fita isolante plástica conforme ilustrado na Figura 6. Os extensômetros colados nas armaduras longitudinais foram designados pela letra L, os imerso no concreto, letra I, e os colados na face comprimida do concreto, letra C.

3.3 Equipamentos utilizados nos ensaios

Para aplicação de cargas foi utilizado o pórtico metálico montado sobre a laje de reação do laboratório de Estruturas da UFU. O carregamento foi aplicado pelo atuador hidráulico alimentado por uma bomba manual e transferido a dois pontos simétricos da viga afastados de 70 cm em cada uma das extremidades, por meio de uma viga constituída por perfil metálico "I" 250 mm × 44,80 kg/m. Para a medição do carregamento, empregou-se uma célula

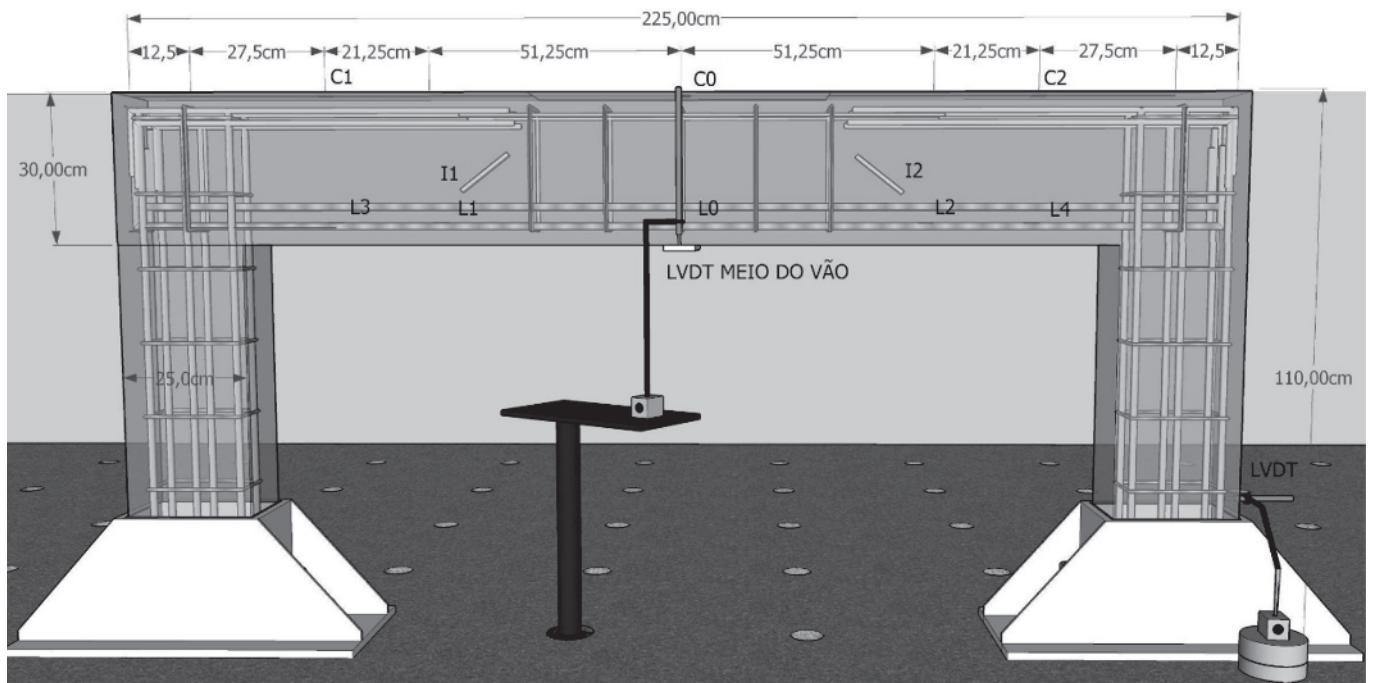


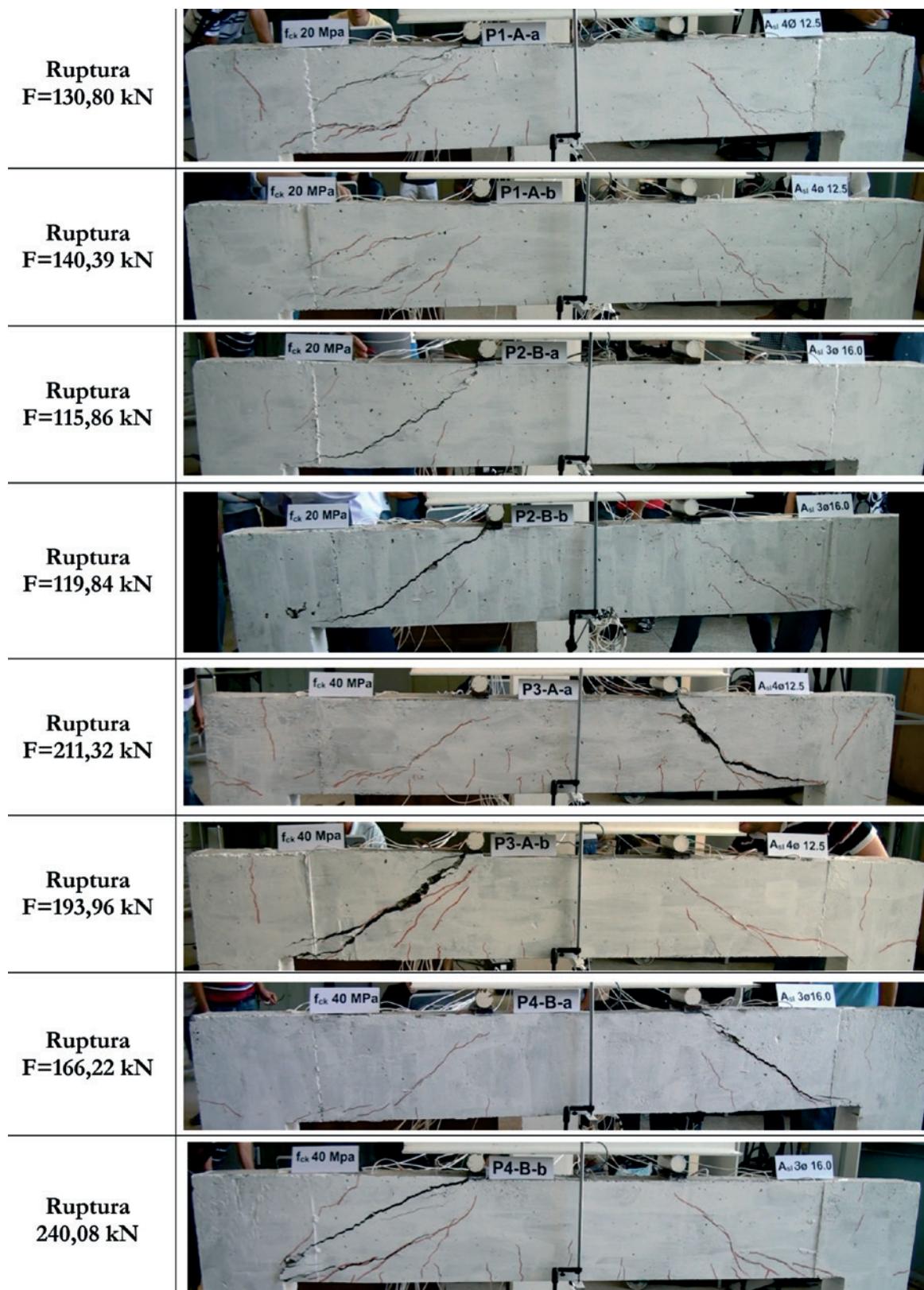
Figura 6
Posição geral dos extensômetros no pórtico

de carga constituída por um cilindro de aço instrumentado com extensômetros elétricos de resistência calibrado até 500 kN, conforme ilustra a Figura 7.

A carga foi aplicada com incrementos de 15 kN. Em cada estágio de carregamento, foram efetuadas observações e registrado por vídeo o panorama de fissurações ocorridas no pórtico. À medida



Figura 7
Vista geral e detalhe do ponto de aplicação da carga

**Figura 8**

Panorama de fissuração dos pórticos e cargas de ruptura

Tabela 7

Valores das resistências de acordo com as normas

Pórticos	V _c (kN)					
	ABNT NBR 6118:2014	ACI 318-14 ⁽⁸⁾	BS 8110-97	EN 1992-1-1-2004	CSA A 23.3-04 a _g = 20mm	FIB CODE 2004
P1-A-a	49,22	50,04	36,29	66,30	20,63	25,31
P1-A-b					21,61	
P2-B-a	52,11	52,97	39,95	107,40	28,25	34,67
P2-B-b					29,59	
P3-A-a	79,74	68,52	42,64	107,40	28,25	34,67
P3-A-b					29,59	
P4-B-a	84,41	72,53	46,90	107,40	28,25	34,67
P4-B-b					29,59	

Tabela 8

Comparação dos valores calculados e experimentais

Pórticos	Valores calculados		Valores experimentais		V _{u,exp} / V _{u,cal}
	V _{u,cal} (kN)	M _{u,cal} (kN · m)	F ₂ =V _u (kN)	M _{u,exp} (kN · m)	
P1-A-a	150,30	57,34	65,40	25,00	0,435
P1-A-b			70,20	26,80	0,467
P2-B-a	189,60	69,89	57,93	22,10	0,316
P2-B-b			59,92	22,90	0,327
P3-A-a	169,50	64,68	105,66	40,30	0,623
P3-A-b			96,98	37,00	0,572
P4-B-a	210,00	80,32	83,11	31,70	0,397
P4-B-b			-	-	-

Observação: Os resultados do pórtico P4-B-b foram retirados por não obter valores aleatoriamente distribuídos em torno de um valor médio e não seguir uma tendência das amostras

que se aumentava o carregamento foi possível observar a evolução das fissuras que eram marcadas com giz de cera na superfície do concreto, Figura 8. Com o uso de extensômetros elétricos ligados ao equipamento aquisitor de dados, foram medidas as deformações das armaduras e do concreto.

4. Resultados e discussões

Foram calculados os valores da parcela de força cortante resistida

Tabela 9

Variação da resistência dos mecanismos complementares em função da resistência à compressão do concreto

Pórticos	F ₂ =V _u (kN)	Δ (%)
21,60 MPa - 1,32%	67,80	49,44
40,50 MPa - 1,32%	101,32	
21,60 MPa - 1,55%	58,93	41,03
40,50 MPa - 1,55%	83,11	

por mecanismos complementares definidos pelas normas ABNT NBR 6118:2014 [2], ACI 318-14 [14], BS 8110-97 [15], EN 1992-1-1-2004 [17], CSA A23. 3-04 [16] e FIB MODEL CODE 2004 [18], Tabela 7.

Com a armadura longitudinal proposta, o valor teórico do momento último para escoamento da armadura longitudinal foi calculado conforme as hipóteses da ABNT NBR 6118:2014 [2] admitindo-se a distribuição retangular de tensões de compressão no concreto. A este momento fletor corresponde uma força cortante última obtida com o uso do programa Ftool [20]. A Tabela 8 apresenta os resultados comparativos do valor teórico com o valor experimental.

A comparação $\frac{V_{u,exp}}{V_{u,calc}}$, dos resultados experimentais em relação

aos valores da força cortante última obtida dos valores calculados, nos mostra que os pórticos com maior taxa de armadura $\rho_l = 1,5\%$ (P2 e P4) apresentaram relação menor ao comparar com a relação dos pórticos com menor taxa de armadura $\rho_l = 1,32\%$ (P1 e P3).

Na Tabela 9 apresenta-se o resultado da variação da resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares mantidas constantes porcentagem de armadura longitudinal em função da resistência à compressão do concreto.

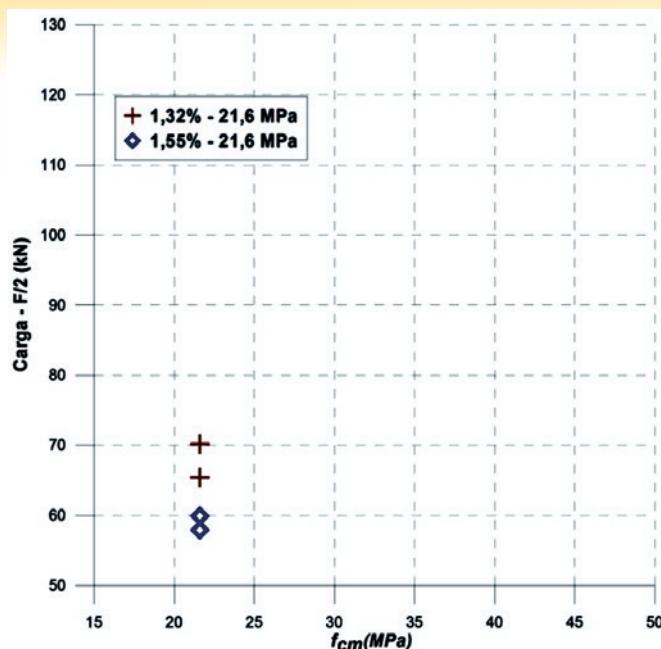


Figura 9
Variação da taxa de armadura longitudinal/
resistência a compressão do concreto 21,6 MPa

Observa-se que para as vigas dos pórticos sem armadura transversal analisadas, com a mesma taxa de armadura longitudinal, houve um aumento na resistência ao cisalhamento dos mecanismos complementares ao de treliça, com o acréscimo da resistência à compressão do concreto.

Na Figura 9 e Figura 10, apresenta a comparação da carga resistente das vigas com a mesma resistência à compressão do concreto, variando a taxa de armadura. Constatase que as vigas que possuem menor taxa de armadura para uma mesma resistência à compressão do concreto, suportaram maiores cargas.

Ao analisar as deformações das vigas na posição de maior valor

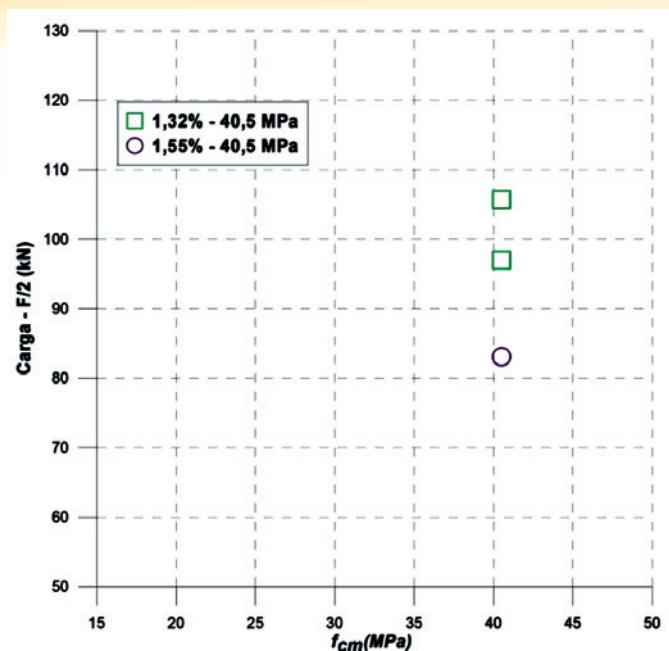


Figura 10
Variação da taxa de armadura longitudinal/
resistência a compressão do concreto 40,5 MPa

para o momento fletor, extensômetro L0, Figura 11, observa-se que as armaduras não chegaram ao escoamento máximo admitido por norma 10 mm/m. O maior valor obtido foi de 0,0013 mm/m para a viga P1-A-a, confirmando a ruptura das vigas por cisalhamento e não a flexão simples.

A Tabela 8 mostra os resultados da comparação dos valores experimentais da parcela resistente do concreto ao cisalhamento sem armadura transversal ($V_{u,exp}$) em relação aos valores de (V_c) calculados pelas normas [2, 14, 15, 16, 17, 18].

Pode-se verificar que há uma grande variação dos valores calculados pelas normas comparados com os valores experimentais.

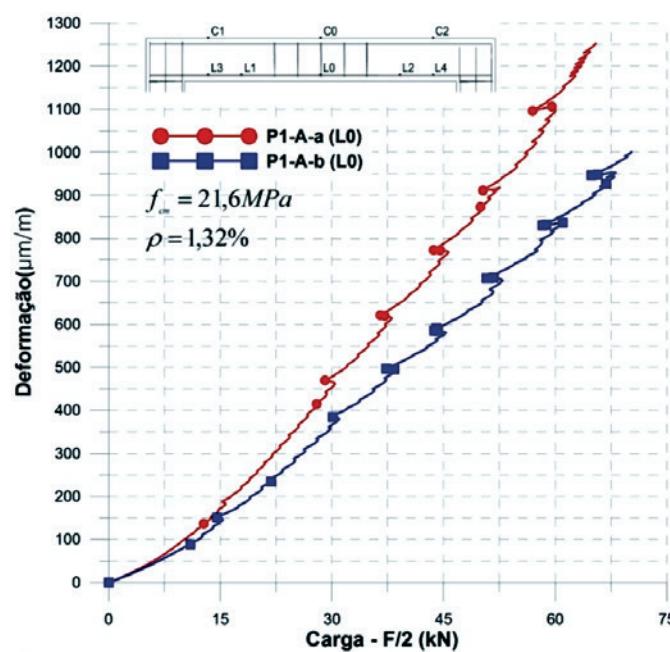


Figura 11
Deformação na armadura longitudinal (L0) para os pilares da série P1-A e P2-B

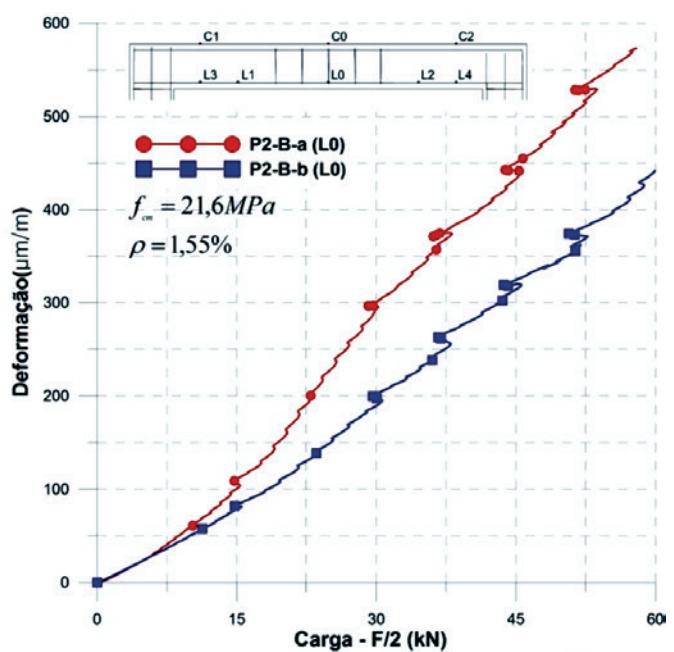


Tabela 10

Comparação entre valores experimentais e calculados das normas

Pórticos	$V_{u,exp} / V_c$					
	ABNT NBR 6118:2014	ACI 318-14 ⁽⁸⁾	BS 8110-97	EN 1992-1-1:2004	CSA A23.3.04 $a_g=20mm$	FIB CODE 2014
P1-A-a	1,328	1,307	1,802	0,986	3,170	2,584
P1-A-b	1,426	1,403	1,934	1,059	3,403	2,774
P2-B-a	1,112	1,094	1,450	0,874	2,681	2,289
P2-B-b	1,149	1,131	1,500	0,904	2,773	2,368
P3-A-a	1,325	1,542	2,469	0,984	3,740	3,048
P3-A-b	1,216	1,415	2,274	0,903	3,433	2,797
P4-B-a	0,985	1,146	1,772	0,774	2,809	2,390
P4-B-b	-	-	-	-	-	-
$V_{u,exp} / V_c$	1,216	1,307	1,802	0,904	3,170	2,584

A ABNT NBR 6118:2014 e o ACI 318-14 são as que mais se convergem os valores calculados com diferença aproximada de 10%, Tabela 10.

5. Conclusões

Este trabalho objetivou-se apresentar as análises dos resultados experimentais sobre a parcela de força cortante V_c , em vigas dos pórticos engastados, com a variação da resistência característica do concreto e taxa de armadura longitudinal. Conclui-se que:

- 1) Com a menor taxa de armadura longitudinal, mantidas constantes as resistências características do concreto, houve um aumento da resistência dos mecanismos complementares ao de treliça frente ao cisalhamento. Com base nas tensões de tração e compressão aplicadas ao concreto por uma barra de aço sob ação de uma força a ser transferida pelo efeito de pino, a máxima força transferida pelo efeito de pino foi afetado negativamente com o aumento do diâmetro das barras;
- 2) Com o aumento da resistência característica do concreto à compressão, mantidas constantes as taxas de armadura longitudinal da viga, os resultados experimentais mostraram um aumento da resistência dos mecanismos complementares ao de treliça frente ao cisalhamento, evidenciando assim maior mobilização pelo engrenamento dos agregados.
- 3) Em relação aos valores obtidos experimentalmente comparados aos valores de cálculo das normas, os resultados que mais se aproximaram dos experimentais são do EUROCODE: 2004;
- 4) Os valores fixados da norma ABNT NBR 6118: 2014 são menores em aproximadamente 21,6% com relação aos valores obtidos experimentalmente das resistências do concreto ao cisalhamento. A fórmula de cálculo da parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ na flexão simples o fator multiplicador dos termos da equação poderia ser igual a 0,7296 a considerar os resultados dessa pesquisa.

6. Referências bibliográficas

- [1] FUSCO, Péricles Brasiliense. Estruturas de concreto: Solicitações Tangenciais. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2008. 328 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] Ritter W. Diebauweise hennebique. Schweizerische Bauzeitung 1899;33:41–61.
- [4] ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion. Recent approaches to shear design of structural concrete. ASCE, J Struct Eng 1998;124(12):1375–417.
- [5] K. De Wilder, P. Lava, D. Debruyne, Y. Wang, G. De Roeck, L. Vandewalle. Experimental investigation on the shear capacity of prestressed concrete beams using digital image correlation.
- [6] ACI Committee 318. 318-11: Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI; 2011. p. 503. [3]
- [7] CEN European Committee for Standardization.
- [8] Eurocode 2. Design of concrete structures – general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1, Brussels, Belgium; 2004. p. 225.
- [9] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. Engineering Structures, Volume 99 (2015) 360–372.
- [10] WALRAVEN, Joost Cornelis. AGGREGATE INTERLOCK: A theoretical and experimental analysis. 1980. 202 f. Tese Doutorado - Curso de Engenharia Civil, Delft University Of Technology, Holanda do Sul, 1980.
- [10] KIM, Jin-keun; PARK, Yon-dong. Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. ACI Materials Journal, Estados Unidos, v. 93, n. 3, p.213-222, maio 1996.

- [11] Yang Y. Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement, a new look at an old problem. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands; 2014. p. 344.
- [12] Bentz EC, Vecchio FJ, Collins MP. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Struct J* 2006;103(4):614–24.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: 1994. Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Michigan, USA, 2014.
- [15] BRITISH STANDARD INSTITUTION, BS 8110 Structural Use of Concrete, Part. 1. Code of Practice for Design and Construction, BSI publications , London, 1997,160 p.
- [16] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. A23.3-04: Design of concrete structures. xviii ed. Ontário: Canadian Standards Association, 2004, 232 p.
- [17] EUROPEAN STANDARD EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General rules and rules for buildings, London, 1992.
- [18] Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010 – final draft, vols. 1 and 2, fédération internationale du béton, Bulletins 65 and 66, Lausanne, Switzerland; 2012. p. 350 and p. 370.
- [19] Samora, M. S. Avaliação dos mecanismos resistentes ao císalhamento em concreto armado sem armadura transversal. 140 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.
- [20] Ftool - Two-dimensional Frame Analysis Tool: versão 3.0. Luiz Fernando Martha, 2012. Disponível em <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>.

Skew decks in reinforced concrete bridges

Lajes esconsas em pontes de concreto armado



B. F. ROCHA ^a
bernardorocha@id.uff.br

M. SCHULZ ^a
mschulz@id.uff.br

Abstract

This research investigates reinforced concrete plates and shells with skew reinforcement whose directions are not aligned with the principal internal forces. Two normal forces, one tangential force, two bending moments, and one twisting moment are defined in the plane of the element. The analysis includes two shear forces in the transverse direction. The membrane and flexural forces are distributed between two panels at the upper and lower faces of the element. The smeared cracking model, equilibrium considerations, and plasticity approach yield the design equations of the skew reinforcement. The slab reinforcement of flat bridges, with and without lateral beams and girder bridges are compared considering different skew angles. The minimum reinforcement criteria of skew meshes are discussed. The results show that skew reinforcement yields higher steel and concrete stresses.

Keywords: shell structures, shell design, skew reinforcement, slabs, skew bridges.

Resumo

Essa pesquisa investiga estruturas laminares de concreto armado com armaduras esconsas e oblíquas em relação às solicitações. Duas forças normais, uma força tangencial, dois momentos fletores e um momento volvente são definidos no plano do elemento. A análise inclui duas forças cortantes na direção transversal. As solicitações de membrana e flexão são distribuídas entre duas chapas nas faces superior e inferior do elemento. As armaduras esconsas são calculadas através das condições de equilíbrio e de uma abordagem plástica pelo modelo da chapa fissurada. O trabalho compara as armaduras das lajes de pontes em laje, pontes em laje com vigas laterais e pontes em vigas múltiplas segundo diversos ângulos de esconsidade. Os resultados mostram que a utilização de malhas esconsas aumenta as tensões no aço e no concreto. Critérios para armaduras mínimas em malhas esconsas são discutidos.

Palavras-chave: estruturas laminares, dimensionamento de cascas, armadura esconsa, armadura oblíqua, pontes esconsas.

^a Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil.

Received: 15 May 2016 • Accepted: 04 Aug 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

In -plane loads subject reinforced concrete shell elements to biaxial stresses and transverse loads subject them to triaxial stresses. Therefore, shell reinforcement, whose directions are not necessarily aligned with the principal stress resultants, must consider the in-plane internal forces F_x , F_y , F_{xy} , M_x , M_y , and M_{xy} , and the transverse shear forces F_{xz} and F_{yz} (Figure 1).

The classical smeared cracking model is widely used in reinforced concrete analysis. Falconer [1] defined the equilibrium equations of a plane element by considering a compression field of concrete stresses. Based on the plasticity approach, Nielsen [2] established the design equations for the orthogonal reinforcement of a concrete panel subjected to membrane forces. Wood, Mills, and Armer [3] [4] discussed the reinforcement design of slabs whose principal bending moments were not aligned with the orthogonal reinforcement. Baumann [5] established the equilibrium equations for a reinforced concrete shell element subjected to membrane forces, flexural moments, and torsional moments by distributing the internal forces between two panel elements on the upper and lower faces of the shell. The reinforcement design of both panels subjected to only membrane forces was established by considering linear elastic behavior and minimizing the strain energy. The CEB-FIP [6] adopted the same internal force distribution but the reinforcement design was based on the yield conditions established by Nielsen [2]. The compression field theory, proposed by Mitchel and Collins [7], introduced the general equation that estimates the angle of the compression struts. Schulz [8] presented a rational theory for reinforced concrete shell elements subjected to flexural moments, torsional moments and in-plane forces. Vecchio and Collins [9] introduced the modified compression field theory considering the tension stresses across the cracks, tension stiffening, and compression softening. Polak and Vecchio [10] used the same model for the experimental and theoretical analysis of reinforced concrete shells. Schulz [11] applied the smeared cracked panel theory to thin-walled reinforced concrete beams by considering the normal and shear forces, bending moments, Saint-Venant torsion, warping torsion, and bimoment. Schulz and Santisi D'Avila [12] investigated reinforced concrete shells with in-plane and transverse forces by dividing the shell element into three-dimensional layers with triaxial behavior. The reinforcement design of shell elements with skew reinforcement presented by Schulz and Oliveira [13] is an extension of the method proposed in CEB-FIP [6].

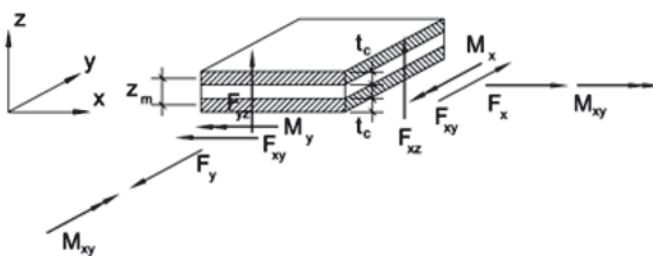


Figure 1
Shell element internal forces

This paper discusses the mechanical behavior of reinforced concrete shell elements and the skew reinforcement design for concrete bridge decks by considering in-plane internal forces and transverse shear forces. The slab reinforcement of flat bridges with and without lateral beams and the slab reinforcement of girder bridges are compared considering skew angles between 0° and 45°. The formulation simplifies manual calculations and computational implementation. Design recommendations and minimum reinforcement criteria are proposed. The results show that skew reinforcement yields higher steel and concrete stresses.

2. Mechanical model

2.1 Simplifying hypotheses

The mechanical model is based on the following simplifying hypotheses: concrete tension forces are neglected; concrete cracks have infinitesimal thickness and are uniformly distributed; the compression stresses are in the same direction as the concrete struts between the cracks.

It is also considered that the crack directions are not affected by the loading history. The secondary effects, such as aggregate interlock and dowel action, are neglected. The mechanical model does not include compression reinforcement that reduces concrete compression stresses.

The concrete strength is affected by a constant reduction factor $k = 0.60$, as recommended by Eurocode 2 [14]. This factor includes the Rüsch effect (0.85) and concrete strength softening (0.70) caused by tensile strains in the directions transverse to the compression, as discussed by Robinson and Demorieux [15].

2.2 Distribution of internal forces between two panel elements

Panels and membranes are defined as two-dimensional structures subjected to only in-plane normal and shear forces. Plates and shells include bending moments, torsional moments and transverse shear forces. The edges of the two-dimensional elements have unit length (Figure 1). The in-plane internal forces F_x , F_y , F_{xy} , M_x , M_y , and M_{xy} and the transverse forces F_{xz} and F_{yz} represent design values that include the corresponding load factors.

Two panels are defined on the upper and lower faces of the shell with constant thickness t (Figure 1). The bending and torsional moments are removed from the problem by distributing the internal forces between both panels. The membrane forces per unit length (Figure 2) are given by:

$$f_x = \frac{F_x}{2} \pm \frac{M_x}{z_m} \quad (1)$$

$$f_y = \frac{F_y}{2} \pm \frac{M_y}{z_m} \quad (2)$$

$$f_{xy} = \frac{F_{xy}}{2} \pm \frac{M_{xy}}{z_m} \quad (3)$$

where z_m is the lever arm. The tensile forces are positive.

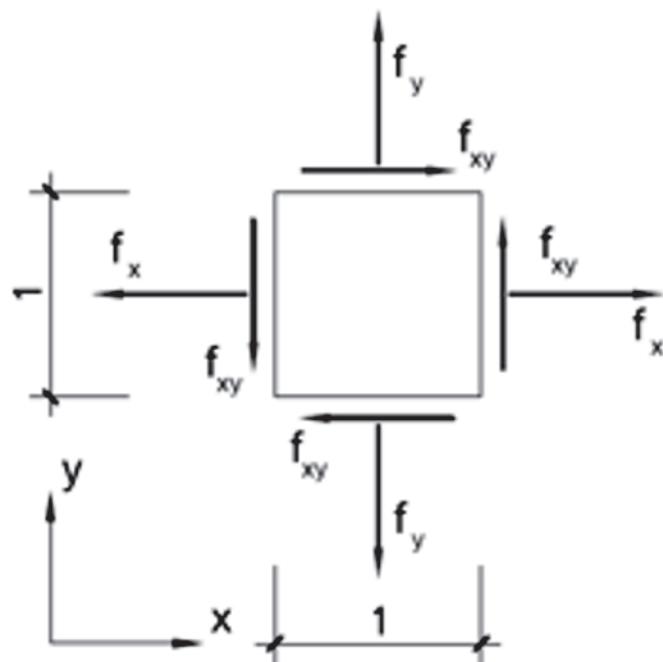


Figure 2
Panel internal forces per unit length

The panel thickness t_c and the lever arm z_m are approximately defined as:

$$t_c = k_c \left(\frac{d_x + d_y}{2} \right) \quad (4)$$

$$z_m = k_z \left(\frac{d_x + d_y}{2} \right) \quad (5)$$

where d_x and d_y are the effective depth in the x and y directions, respectively. Leonhardt [16] recommends $k_c = 0.3$ and $k_z = 0.9$. The panel thickness t_c can be increased on predominantly compressed elements if the lever arm z_m is correspondingly reduced (Eurocode 2 [17]).

Bertagnoli, Giordano and Mancini [18] proposed a genetic algorithm by varying the thickness of the upper and lower plates and lever arms. Schulz [11] divided the shell element into membrane layers whose stresses and strains satisfied equilibrium and compatibility equations.

The principal forces per unit length are:

$$f_I = \frac{f_x + f_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_x - f_y}{2} \right)^2 + f_{xy}^2} \quad (6)$$

$$f_{II} = \frac{f_x + f_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_x - f_y}{2} \right)^2 + f_{xy}^2} \quad (7)$$

Tension reinforcement is not necessary if both principal forces are negative. In this case, the modulus of the compressive stress must satisfy $|f_{II}/t_c| \leq 0.85f_c$, where f_c is defined as the design value of concrete strength.

2.3 Skew reinforcement design for concrete panels

Figure 3 shows the forces per unit length in a skew reinforced concrete panel. The orientation angles of the primary and secondary reinforcements are α and β , respectively. The forces per unit length in the steel reinforcement are f_{sa} and f_{sb} . The compression force per unit length in the concrete struts between cracks is f_{cp} . The orientation angle of the cracks is φ . All angles are defined by their corresponding counterclockwise rotations from the x -axis.

Figure 4 presents the force components of f_{sa} . The force decomposition of f_{sa} , f_{sb} , and f_{cp} yields:

$$f_{cp} \cos^2 \varphi + f_{sa} \cos^2 \alpha + f_{sb} \cos^2 \beta = f_x \quad (8)$$

$$f_{cp} \sin^2 \varphi + f_{sa} \sin^2 \alpha + f_{sb} \sin^2 \beta = f_y \quad (9)$$

$$f_{cp} \cos \varphi \sin \varphi + f_{sa} \cos \alpha \sin \alpha + f_{sb} \cos \beta \sin \beta = f_{xy} \quad (10)$$

The inverse of (8) to (10) leads to:

$$f_{cp} = \frac{[-f_x \sin \beta \sin \alpha - f_y \cos \beta \cos \alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha)]}{\sin(\beta - \varphi) \sin(\varphi - \alpha)} \quad (11)$$

$$f_{sa} = \frac{[f_x \sin \beta \sin \varphi + f_y \cos \beta \cos \varphi - f_{xy} \sin(\beta + \varphi)]}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\varphi - \alpha)} \quad (12)$$

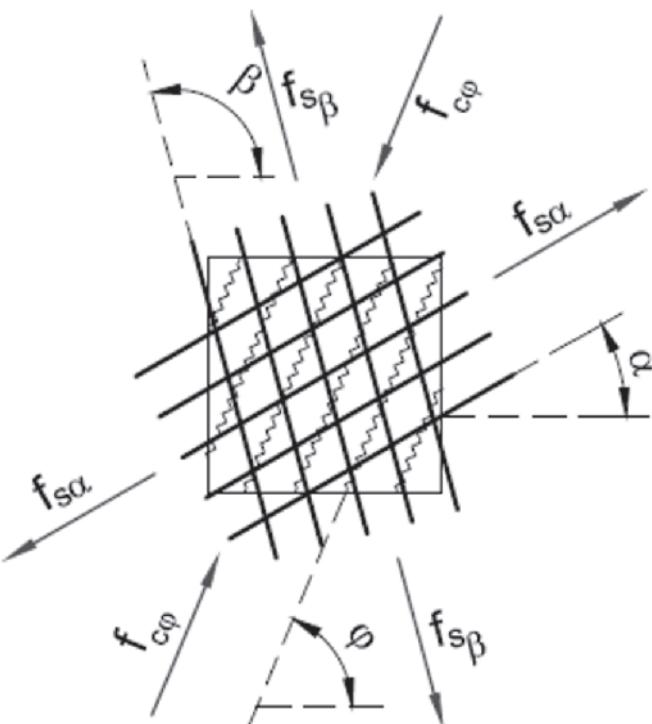


Figure 3
Forces per unit length in a skew reinforced concrete panel

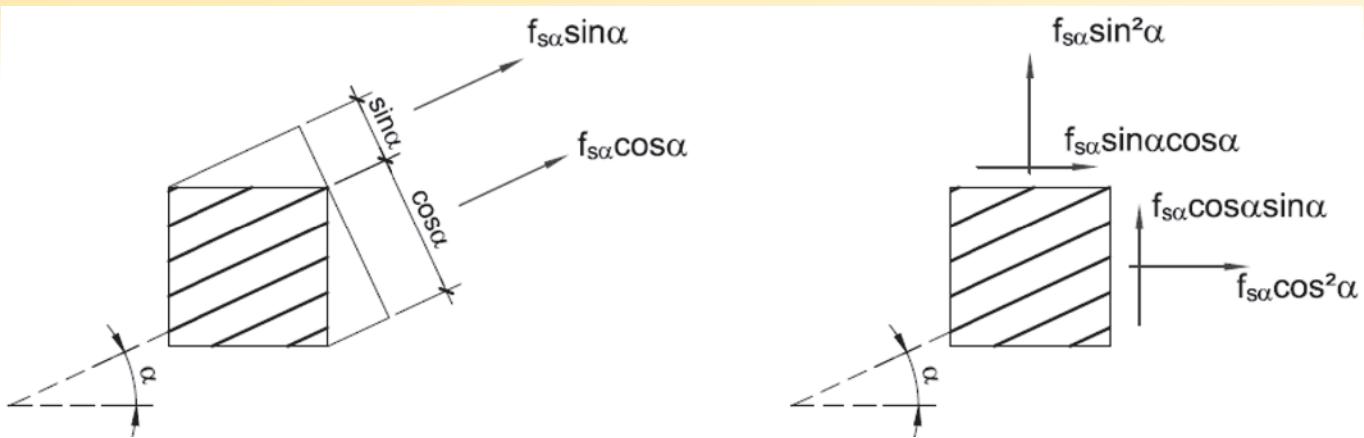


Figure 4
Force components of $f_{s\alpha}$ in x and y directions

$$f_{s\beta} = \frac{[f_x \sin \varphi \sin \alpha + f_y \cos \varphi \cos \alpha - f_{xy} \sin(\varphi + \alpha)]}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\beta - \varphi)} \quad (13)$$

The summation of both sides of (11), (12), and (13) yields:

$$f_{c\varphi} + f_{s\alpha} + f_{s\beta} = f_x + f_y \quad (14)$$

Considering (14) and $f_{c\varphi} < 0$, minimizing the modulus $|f_{c\varphi}|$ yields the lowest sum of the steel forces $f_{s\alpha} + f_{s\beta}$. The following expressions are obtained by maximizing $f_{c\varphi}$ in (11):

$$\varphi = \frac{\alpha + \beta}{2}$$

$$\text{if } -f_x \sin \beta \sin \alpha - f_y \cos \beta \cos \alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha) \leq 0 \quad (15)$$

$$\varphi = \frac{\alpha + \beta + \pi}{2}$$

$$\text{if } -f_x \sin \beta \sin \alpha - f_y \cos \beta \cos \alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha) > 0$$

The design procedure defined by (11), (12), (13), and (15), denoted as Case A, yields a_{sa} , $a_{s\beta}$, and $f_{c\varphi}$ when $f_{s\alpha} \geq 0$ and $f_{s\beta} \geq 0$. When $f_{s\alpha} < 0$, the substitution of $f_{s\alpha} = 0$ in (12) yields :

$$\tan \varphi = \frac{f_{xy} \sin \beta - f_y \cos \beta}{f_x \sin \beta - f_{xy} \cos \beta} \quad (16)$$

Equations (11), (13), and (15) define Case B. When $f_{s\beta} < 0$, the substitution of $f_{s\beta} = 0$ in (13) yields:

$$\tan \varphi = \frac{f_{xy} \sin \alpha - f_y \cos \alpha}{f_x \sin \alpha - f_{xy} \cos \alpha} \quad (17)$$

Equations (11), (12), and (17) define Case C.

The following equations yield the concrete stresses and the required steel reinforcement:

$$\sigma_{c\varphi} = \frac{f_{c\varphi}}{t_c} \quad (18)$$

$$a_{sa} = \frac{f_{sa}}{f_{yd}} \quad (19)$$

$$a_{s\beta} = \frac{f_{s\beta}}{f_{yd}} \quad (20)$$

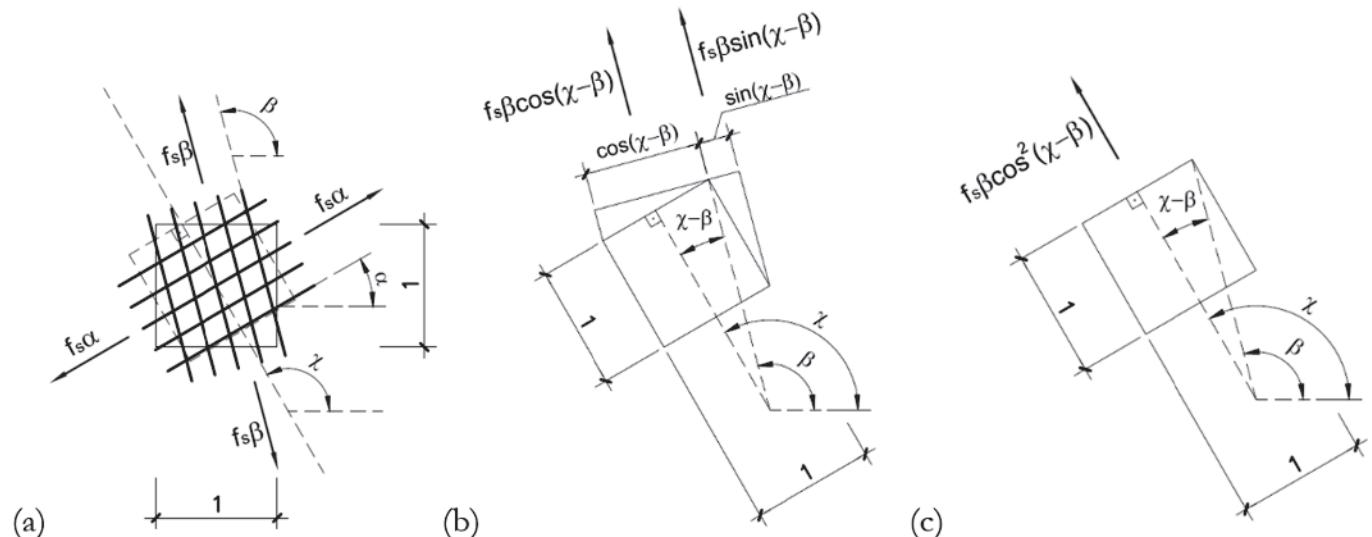
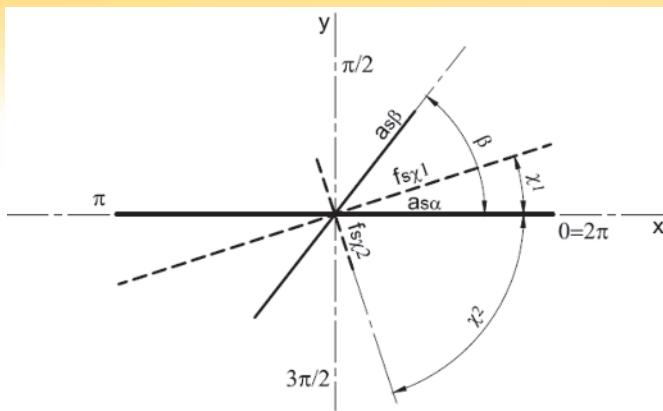


Figure 5
(a) Steel forces in directions α and β and arbitrary direction χ (b) and (c) $f_{s\beta}$ component according to χ direction


Figure 6

 Maximum and minimum resultants f_{sx1} and f_{sx2} angles

where f_{yd} is the design steel strength. The concrete stresses are limited to $|\sigma_{cd}| < 0.6f_{cd}$.

2.4 Minimum reinforcement for skew meshes

The minimum and maximum resultants of the steel forces f_{sa} and f_{sb} are in orthogonal directions. For skew meshes, it is proposed that the minimum relation between secondary and main reinforcements must ensure that the minimum relation between minimum and maximum resultants is greater than 20%. This assumption satisfies and generalizes the recommendations of ABNT NBR 6118:2014 [19] and other codes for orthogonal meshes. The resultant of the steel forces f_{sa} and f_{sb} in an arbitrary direction χ (Figure 5) is expressed by:

$$f_{s\chi} = f_{sa} \cos^2(\chi - \alpha) + f_{sb} \cos^2(\chi - \beta) \quad (21)$$

The angles of the maximum and minimum resultants f_{sx1} and f_{sx2} are χ_1 and χ_2 , respectively (Figure 6). The following equation is obtained by setting the derivative of (21) equal to zero:

$$\tan(2\chi_1) = \tan(2\chi_2) = \frac{\sin(2\alpha) + r_{\beta\alpha} \sin(2\beta)}{\cos(2\alpha) + r_{\beta\alpha} \cos(2\beta)} \quad (22)$$

Table 1

Minimum secondary reinforcement for different skew angles

$\beta - \alpha (\circ)$	90.0	85.0	80.0	75.0	70.0	65.0	60.0	55.0	50.0	48.2	45.0
$r_{\beta\alpha, \min}$	0.200	0.202	0.210	0.222	0.243	0.275	0.325	0.414	0.625	1.000	1.000*

Table 2

k factor for different skew angles

$\beta - \alpha (\circ)$	≤ 48.2	45.0	40.0	35.0	30.0	25.0	20.0	15.0	10.0	5.0	0.0
k	1.000	1.166	1.510	2.012	2.786	4.069	6.433	11.539	26.129	104.92	∞

Table 3

Minimum reinforcement ratio for different skew angles

$\beta - \alpha (\circ)$	90.0	85.0	80.0	75.0	70.0	65.0	60.0	55.0	50.0	48.2	45.0
$\rho_{s,\min}$	≤ C30	0.150%	0.164%	0.182%	0.202%	0.228%	0.260%	0.300%	0.352%	0.420%	0.450%
	C35	0.164%	0.180%	0.198%	0.221%	0.249%	0.284%	0.328%	0.385%	0.459%	0.492%
	C40	0.179%	0.196%	0.217%	0.241%	0.272%	0.310%	0.358%	0.420%	0.501%	0.537%
	C45	0.194%	0.212%	0.235%	0.262%	0.295%	0.336%	0.388%	0.455%	0.543%	0.582%

where $r_{\beta\alpha} = f_{sb}/f_{sa}$ and f_{sa} is the force in the main reinforcement. Equation (22) confirms that χ_1 and χ_2 are orthogonal. The minimum relation between the force resultants f_{sx1} and f_{sx2} is defined by:

$$\frac{f_{sx2}}{f_{sx1}} \geq 0.20 \quad (23)$$

The iterative solution of (21) to (23), presented in Rocha [20], yields the minimum relations $r_{\beta\alpha,\min}$ as a function of the skew reinforcement angle $\beta-\alpha$ (Table 1). The procedure yields $r_{\beta\alpha,\min} = 1.00$ and $f_{sb,\min} = f_{sa}$ for $\beta-\alpha = 48.2^\circ$. No convergence is achieved for $\beta-\alpha < 48.2^\circ$.

The following theoretical study investigates the minimum reinforcement when $\beta-\alpha < 48.2^\circ$, although this solution is not recommended for engineering practice. This approach defines $f_{sa,\min} = f_{sb,\min}$ and $f'_{sx2}/f'_{sx1} \geq 0.20$, where f'_{sx1} is the maximum resultant for $f_{sb} = f_{sa}$ and f'_{sx2} is the minimum resultant for $f_{sb,\min} = f_{sa,\min} = kf_{sa}$.

$$f'_{sx1} = 2f_{sa} \cos^2\left(\frac{\beta-\alpha}{2}\right) \quad (24)$$

$$f'_{sx2} = 2k f_{sa} \sin^2\left(\frac{\beta-\alpha}{2}\right) \quad (25)$$

The condition $f'_{sx2} / f'_{sx1} \geq 0.20$, (24), and (25) yield:

$$k = 0.20 \cot^2 \frac{\beta-\alpha}{2} \quad (26)$$

The values of k (Table 2) increase rapidly when reducing the angle between reinforcements. This conclusion confirms the recommendation that $\beta-\alpha$ should be greater than 48.2° .

The force associated with the minimum reinforcement ratio is denoted as $f_{s,\min}$. The conditions $f_{sa,\min} \geq f_{s,\min}$, $f_{sb,\min} \geq f_{s,\min}$, and $f_{sx2,\min} \geq f_{s,\min}$ and (21) and (22) yield $f_{sa,\min}$ and $f_{sb,\min}$ by using an optimization procedure that is available in standard spreadsheets. The minimum reinforcement ratios in the primary direction ρ_{sa} are presented in Table 3. Figure 7 presents the corresponding reinforcement ratio $\rho_{sb,\min}$ as a function of ρ_{sa} and $\beta-\alpha$. The minimum

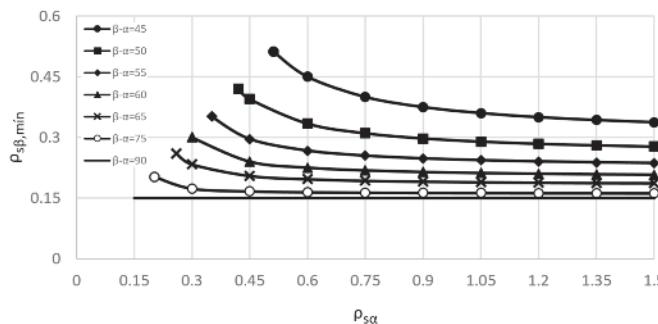


Figure 7
Minimum reinforcement ratios for $f_{ck} \leq 30$ MPa

reinforcement ratio $\rho_{s\beta,\min}$ decreases with increasing ρ_{sa} for $\rho_{sa} > \rho_{sa,\min}$.

2.5 Transverse shear forces

Schulz [11] and Marti [21] define the principal shear force $F_{\theta z}$ as:

$$F_{\theta z} = \sqrt{F_{xz}^2 + F_{yz}^2} \quad (27)$$

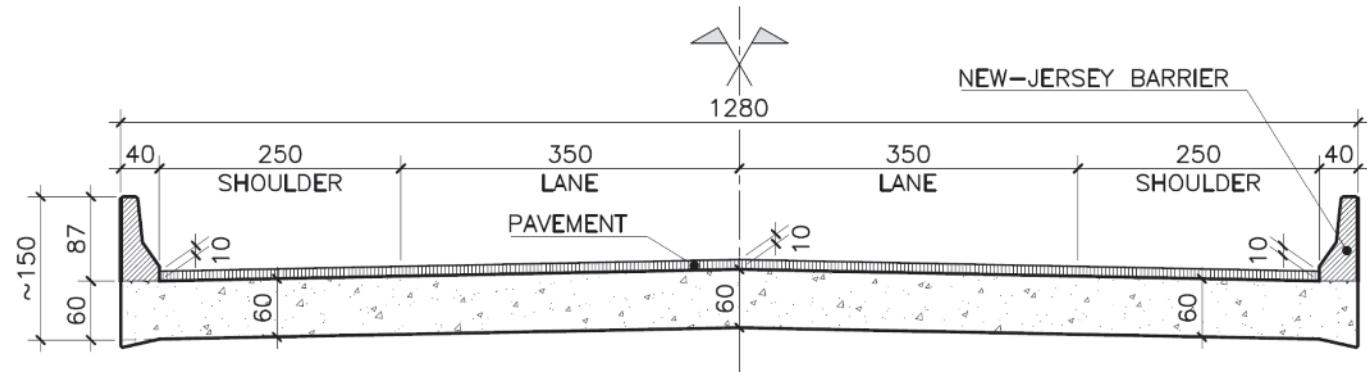


Figure 8
Typical cross section of flat bridges without lateral beams

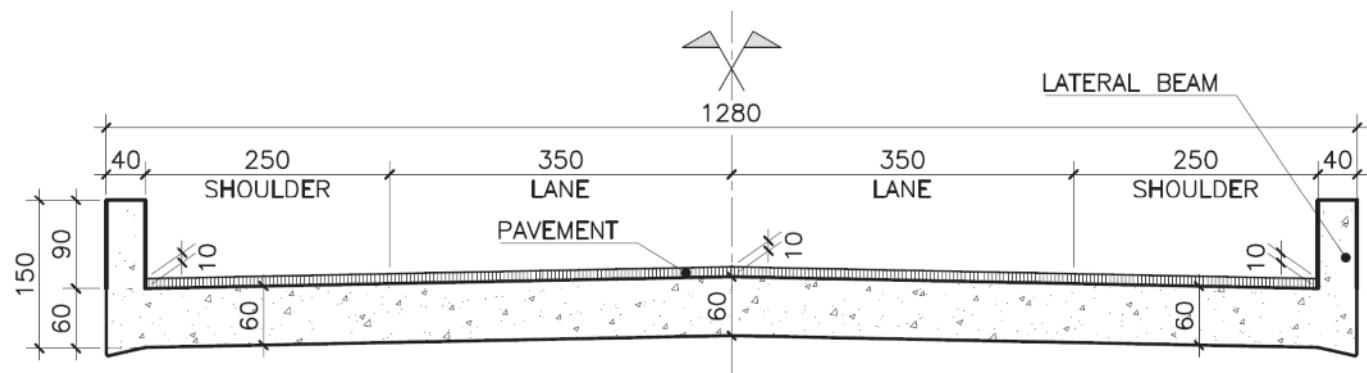


Figure 9
Typical cross section of flat bridges with lateral beams

When shear reinforcement is necessary, the upper and lower panels must consider the following additional tension forces:

$$nf_x = \frac{F_{xz}^2}{F_{\theta z}} \frac{\cot\phi}{2} \quad (28)$$

$$nf_y = \frac{F_{yz}^2}{F_{\theta z}} \frac{\cot\phi}{2} \quad (29)$$

$$nf_{xy} = \frac{F_{xz} F_{yz}}{F_{\theta z}} \frac{\cot\phi}{2} \quad (30)$$

where ϕ is the angle of the transverse struts. The additional tension forces are equivalent to the staggering rule.

3. Examples

The design procedure is applied to flat bridges with and without lateral beams and decks of multi-girder bridges. Figures 8 and 9 present the typical cross section of the flat bridges with and without lateral beams, respectively.

Figure 10 presents the cross section of the studied multi-girder bridges. Each structural system is analyzed using finite element models by considering skew angles of 0°, 15°, 30°, and 45°.

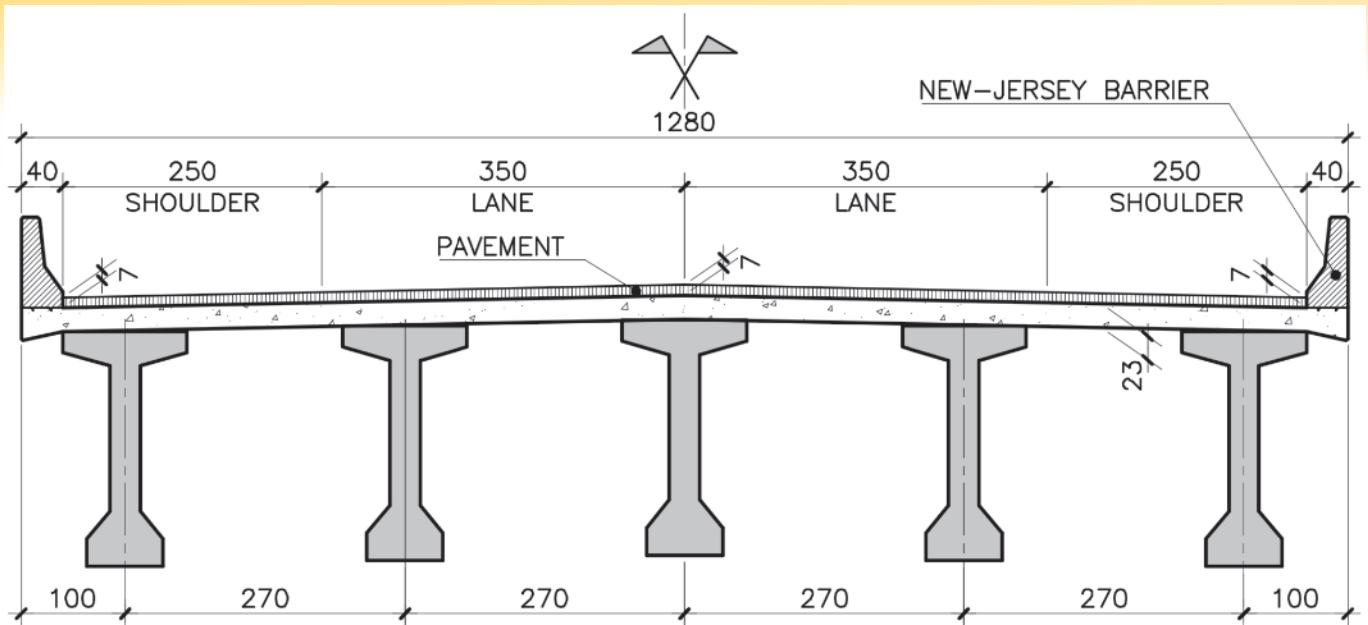


Figure 10
Typical cross section of multi-girder bridges

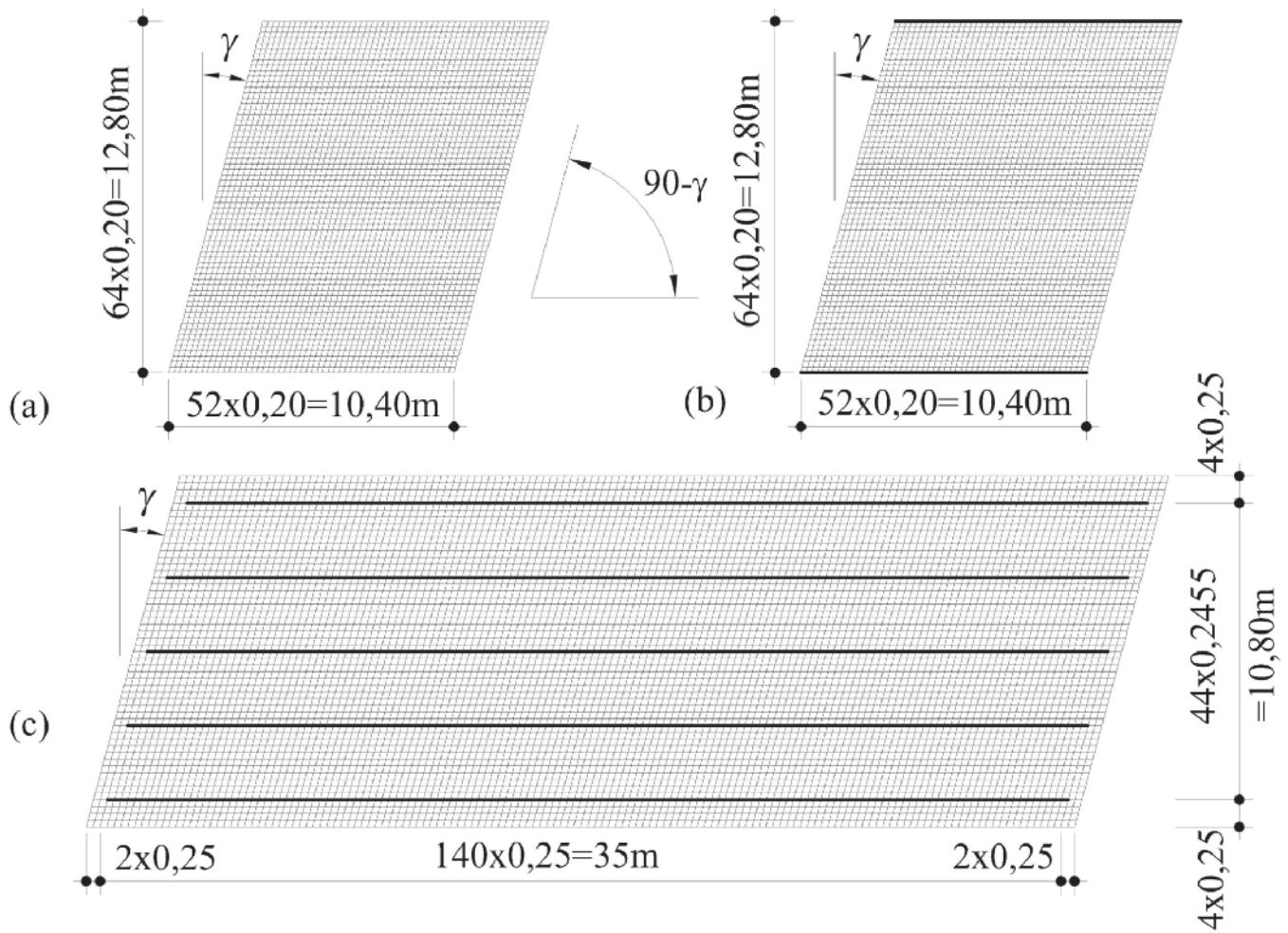


Figure 11
Finite element models for (a) flat bridges without lateral beams, (b) flat bridges with lateral beams, and (c) multi-girder bridges

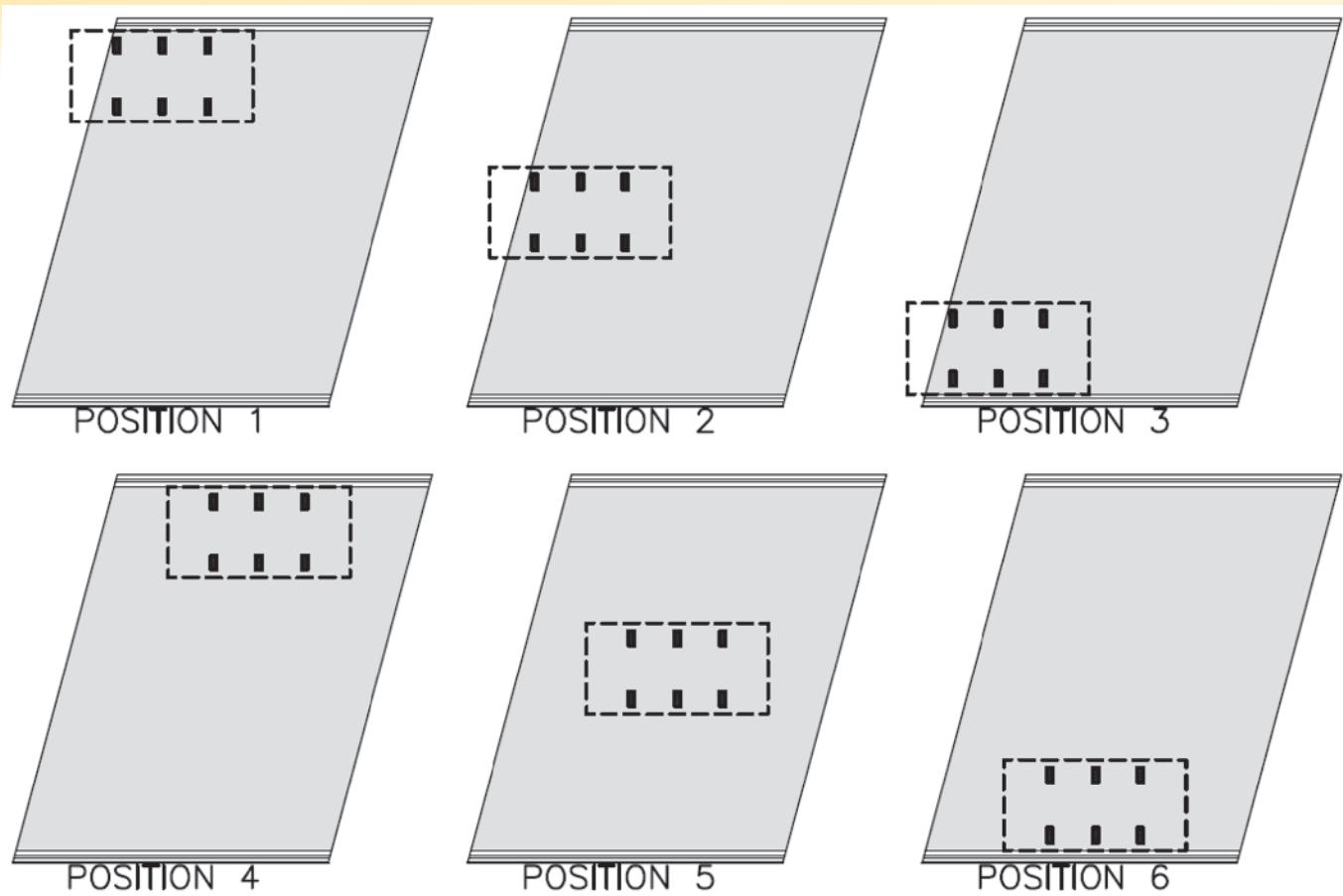


Figure 12
Vehicle positions for flat bridges

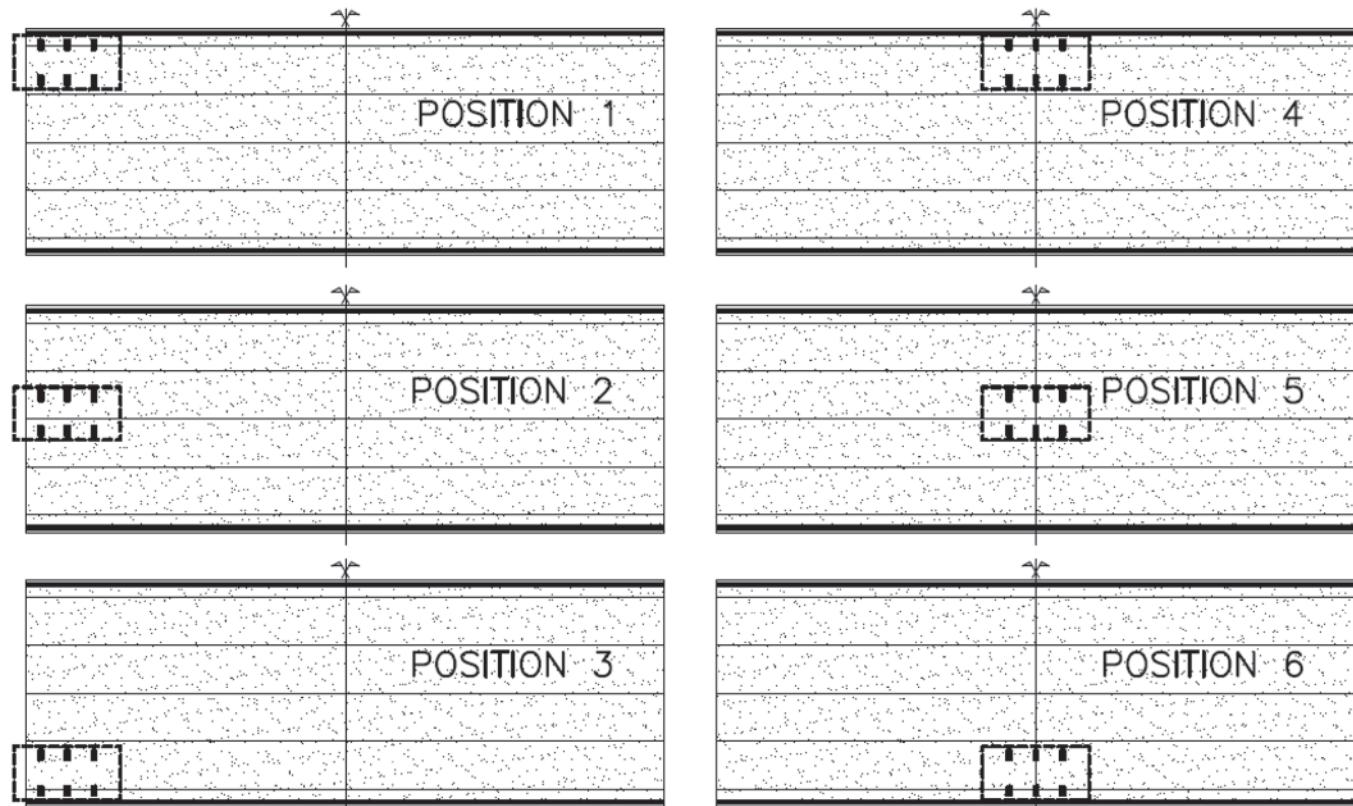


Figure 13
Vehicle positions for multi-girder bridges

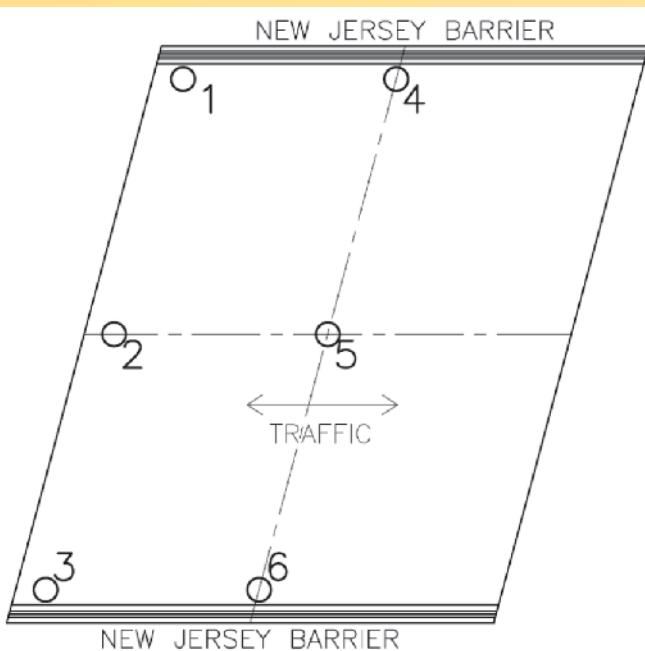


Figure 14
Critical locations for reinforcement design
on flat bridges

The flat bridges are 0.60 m in height and have a single 10.4 m span in the direction of traffic. The multi-girder bridges have five concrete main girders with a 35m free-span and a 0.23 m thick concrete deck. The width of all bridges is 12.8 m comprising two 3.6 m main lanes, shoulders, and New Jersey barriers. On the flat bridges with lateral beams, the barriers are exchanged for lateral beams 1.5 m in depth (Figure 9).

The in-plane reinforcement is determined by the design procedure proposed for skew meshes. The transverse shear reinforcement is verified for the principal transverse shear force. The discussion is limited to the in-plane reinforcement and does not consider service limit states, fatigue, and girders' prestress.

The internal forces are evaluated by linear elastic analysis of finite element models. The mesh patterns of the flat bridge and girder bridge decks are $0.20\text{ m} \times 0.20\text{ m}$ and $0.25\text{ m} \times 0.25\text{ m}$, respectively (Figure 11). Thin-shell elements are used for the slabs and frame elements are used for the beams, and the models are processed on SAP 2000 [22] software. The insertion points of the frame elements are properly defined for the correct evaluation of the in-plane normal forces. The x local axis of the shell elements is defined in the direction of the longitudinal reinforcement and traffic; thus, α is always zero and β is defined as $\beta = 90^\circ - \gamma$, where γ is the skew angle (Figure 11).

C35 concrete and CA-50 steel are used. The Poisson ratio is considered to be 0.20 and the elasticity modulus of concrete according to ABNT NBR 6118:2014 [19] is adopted by considering granite as coarse aggregate.

The dead loads include the self-weight, pavement, recapping load, and barriers' weight. The analysis of the girder bridges did not consider the self-weight of the main girders because they are usually pre-cast and their self-weight does not generate internal forces on the slabs. The moving load is defined according to ABNT NBR 7188:2013 [23] Class 45 considering the number of lanes and vertical and additional impact factors. Figures 12 and 13 show the pre-defined vehicle positions. The dimensions of the shell elements are defined to favor the distribution of the axle loads projected on the mid-plane of the slabs.

The loads are combined according to ABNT NBR 8681:2003 [24]. Figures 14 and 15 present the critical locations for the reinforcement design.

Shear reinforcement is evaluated according to ABNT NBR 6118:2014 [19]. Flat bridges require shear reinforcement and the in-plane reinforcement is neglected in the evaluation of the maximum resistant shear force because the reinforcement is rarely placed in the same direction as the principal shear force. In girder bridges, the transverse shear force evaluated by the finite element models and complementary manual verifications do not demand shear reinforcement.

The total steel mass is calculated considering the schematic rebar detailing presented in Rocha [20].

4. Results and discussion

4.1 Flat bridges without lateral beams

Table 4 presents the reinforcement and concrete stresses at critical points of the flat bridges without lateral beams.

The skew angles increase the necessary amount of reinforcement and compressive concrete stresses. The bottom rebar meshes are denser and especially affected by the skew angle. The amount of reinforcement has reduced at the acute edges.

The 30° and 45° flat bridges do not meet the allowable concrete stress neither by using $k_c = 0.3$ and $k_z = 0.9$, as recommended by Leonhardt [16]), nor by adjusting the panel thicknesses and lever arm. The 30° and 45° flat bridges require concrete strength higher than 35 MPa.

The obtuse edges have concentrated twisting moments and shear forces. Shear forces in other parts of the slab are not significantly affected by the distortion of the deck.

Skew decks increase the bending moment M_x and torsional moment M_{xy} , which lead to higher amount of reinforcement (Table 5). The minimum reinforcement has little influence on the total amount of steel.

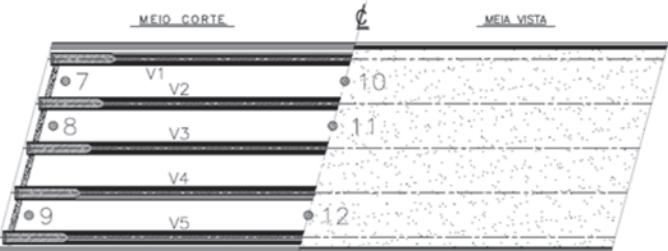


Figure 15
Critical locations for reinforcement design on multi-girder bridges

Table 4

Reinforcement area and concrete stresses on flat bridges without lateral beams

Point	$a_{sc,sup,max}$ (cm ² /m) / $a_{sc,inf,max}$ (cm ² /m)				$a_{sb,sup,max}$ (cm ² /m) / $a_{sb,inf,max}$ (cm ² /m)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	0/12.57	4.1/27.27	8.29/40.78	13.5/48.96	3.69/5.62	8.28/17.18	8.44/35.56	2.8/52.98
2	0/8.17	0/9.15	0.67/18.68	4.92/25.88	0.62/3.27	0.94/5.59	5.72/12.97	11.62/23
3	0/12.57	0/7.89	0/4.03	0/2.54	3.69/5.62	0.87/1.85	0.13/1.42	0.12/0.76
4	0/35.86	0/41.56	0/44.77	0/46.8	0/2.29	0/8.05	0.61/13.34	0.98/18.43
5	0/30.24	0/38.33	0/47.41	0/58.47	0/7.89	0/17.05	0/29.63	0/46.2
6	0/35.86	0/41.56	0/44.77	0/46.8	0/2.29	0/8.05	0.61/13.34	0.98/18.43

Point	$ \sigma_{c\phi,sup} _{max}$ (MPa)				$ \sigma_{c\phi,inf} _{max}$ (MPa)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-2.76	-4.39	-4.79	-3.64	-2.68	-8.5	-17.33	-24.69
2	-1.8	-1.75	-2.11	-4.3	-1.27	-2.26	-5.51	-10.54
3	-2.76	-1.94	-1.04	-0.46	-2.68	-0.67	-0.65	-0.45
4	-9.2	-8.77	-7.17	-5.18	-0.19	-3.5	-7.54	-11.53
5	-7.76	-7.34	-6.12	-4.41	-0.21	-4.94	-12	-21.11
6	-9.2	-8.77	-7.17	-5.18	-0.19	-3.5	-7.54	-11.53

4.2 Flat bridges with lateral beams

Table 6 presents the reinforcement and concrete stresses at the critical locations of flat bridges with lateral beams. The skew angle increases the bottom reinforcement as in bridges without beams. The lateral beams reduce the influence of the skew angle in the upper mesh and the total amount of reinforcement.

The 45° bridge requires concrete strength higher than 35 MPa because the adjustment of panel thicknesses and lever arms does not reduce concrete stresses significantly.

The model automatically determines the effective flange width and the shear reinforcement between the web and flange by considering the offset between the slab mid-plane and the beam axis.

Table 7 presents the total amount of reinforcement of flat bridges with lateral beams. The lateral beams replace the barriers and reduces the total amount of reinforcement.

4.3 Multi-girder bridges

Table 8 presents the reinforcement and concrete stresses in

Table 5

Total steel mass and ratios for flat bridges without lateral beams

γ	Total steel mass (kg)	Ratios		P/P_{0°
		kg/m ²	kg/m ³	
0°	7800	59	98	1.00
15°	10077	76	126	1.29
30°	15153	114	190	1.94
45°	23437	176	293	3.00

multi-girder bridges considering $k_c = 0.3$ and $k_z = 0.9$. The concrete stresses exceed the allowable values because the slab is the girders' compression zone. Table 9 presents the results using the alternative indicated in Eurocode 2 [17], with thicker panels and correspondingly reduced lever arms (Figure 16). The concrete stresses of 0°, 15°, and 30° bridges are less than or equal to the allowable limits. The 45° bridge requires C60 concrete or a 0.30 m thick slab. The skew geometry changes the twisting moments M_{xy} and the normal forces F_y in the transverse direction (90° to traffic). The increase in the amount of steel (Table 10) is associated with the effective necessary reinforcement because the minimum ratios have little influence on the total results.

The reinforcement design of orthogonal meshes based on the results of the skewed models yield variable rebar distributions that does not significantly increase the total amount of reinforcement. Orthogonal and skew meshes are possible alternatives for skewed multi-girder bridges that require case by case evaluation. The first is more economical and the second simplifies rebar detailing and execution.

5. Final considerations

This paper discusses the reinforcement design of two-dimensional concrete structures with skew rebar meshes whose directions are not aligned with the principal internal forces. The in-plane internal forces include two normal forces, one tangential force, two bending moments, and one twisting moment. The analysis includes two transverse shear forces in the direction normal to the element mid-plane. The smeared cracking model, equilibrium considerations, and plasticity approach yield the design equations of the skew reinforcement.

Design examples of flat bridges without beams, flat bridges with lateral beams, and multi-girder bridges are presented for skew angles of 0°, 15°, 30°, and 45°.

The flat bridges without lateral beams require upper reinforcement,

Table 6

Reinforcement area and concrete stresses on flat bridges with lateral beams

Point	$a_{s\alpha,sup,max}$ (cm ² /m) / $a_{s\alpha,inf,max}$ (cm ² /m)				$a_{s\beta,sup,max}$ (cm ² /m) / $a_{s\beta,inf,max}$ (cm ² /m)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	9.26/9.34	11.79/9.2	9.64/7.64	0.43/4.79	6.63/2.35	10.09/1.19	10.78/0	3.75/0
2	0/5.12	0/8.34	0.22/18.32	2.37/25.92	0/0	0/3.97	0/15.62	3.57/26.23
3	9.26/9.34	6.83/8.37	5.09/5.77	1.36/4.12	6.63/2.35	4.27/2.72	3.17/2.21	0/0.59
4	5.82/24.8	7.5/30.12	6.4/37.76	2.82/47.9	7.81/5.69	4.2/10.29	5.86/17.36	6.66/28.31
5	0/18.05	0/24.48	0/34.51	0/52.08	0/14.37	0/20.02	0/27.81	0/43.09
6	5.82/24.8	7.5/30.12	6.4/37.76	2.82/47.9	7.81/5.69	4.2/10.29	5.86/17.36	6.66/28.31

Point	$ \sigma_{c\phi,sup} _{max}$ (MPa)				$ \sigma_{c\phi,inf} _{max}$ (MPa)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-5.03	-6.75	-6.55	-2.04	-2	-2.01	-1.59	-1.33
2	-1.52	-1.55	-1.47	-1.92	-0.65	-1.96	-6.67	-11.73
3	-5.03	-3.44	-1.96	-0.67	-2	-1.38	-0.53	-0.51
4	-0.52	-1.66	-2.01	-1.8	-0.2	-2.62	-6.95	-13.47
5	-5.3	-5.28	-4.98	-4.1	-0.19	-3.41	-8.97	-18.86
6	-0.52	-1.66	-2.01	-1.8	-0.2	-2.62	-6.95	-13.47

especially for higher skew angles. The maximum longitudinal reinforcement on the 0°, 15°, and 30° bridges are found at the free edges. The maximum main reinforcement on the 45° bridge is observed at the center of the slab. The skew geometry and rebar meshes significantly increase the secondary reinforcement and the required steel area in the obtuse edges. Concrete stresses are critical in the bottom panel of obtuse edges.

The use of lateral beams reduces the required steel area but does not change the location of the maximum values. Lateral beams reduce the internal forces at obtuse edges. The required steel area in obtuse and acute edges yield similar results. Concrete stresses are higher in the bottom panel on the middle of the span. Lateral beams significantly reduce the total mass of steel and compression stresses in the concrete.

The maximum bottom and upper reinforcement of multi-girder decks are observed between the girders on the middle of the span and over the girders next to the supports, respectively. Concrete stresses are critical in the middle of the span because the slab is the girders' compression zone. Multi-girder bridges decks yield in-plane normal and shear forces that are not considered by the flexural approach proposed by Wood, Mills, and Armer [3] [4]. Baumann's [5] two-panel model accounts for in-plane normal and shear forces, bending moments, and twisting moments.

Skew reinforcement meshes increase the required amount of steel and concrete compressive stresses. Even small skew angles should not be neglected. The deck slab often requires higher thickness or concrete strength because the adjustment of the panel thicknesses and lever arm does not always yield allowable concrete stresses.

The proposed minimum reinforcement and minimum secondary reinforcement extend the orthogonal mesh criteria to skew reinforcement in terms of principal steel forces. The minimum relation between the principal steel forces indicates that the skew angle of the reinforcement meshes should be limited.

6. Bibliography

- [1] FALCONER, B. H. – Theory of the stresses induced in reinforced concrete by applied two-dimensional stress, ACI Journal, vol. 53(9), 1956, pp. 277–294.
- [2] NIELSEN, M. P. – Yield conditions for reinforced concrete shells in the membrane state, Non Classical Shell Problems: IASS Symposium, W. Olszak, ed., North-Holland, Amsterdam, 1964, pp. 1030-1040.
- [3] WOOD, R. H. – The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments, Concrete, The Journal of the Concrete Society, vol. 2, no. 2, 1968, pp. 69-76.
- [4] MILLS, H. B., ARMER, G. S. T., WOOD, R. H. – The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments – Correspondence, Concrete, The Journal of the Concrete Society, vol. 2, no. 8, 1968, pp. 319-320.
- [5] BAUMANN, T. – Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, no. 217, Berlin, 1972, pp. 1–53.

Table 7

Total steel mass and ratios for flat bridges with lateral beams

γ	Total steel mass (kg)	Ratios		P/P_{0°
		kg/m ²	kg/m ³	
0°	6648	50	83	1.00
15°	8303	62	104	1.25
30°	12538	94	157	1.89
45°	21271	160	266	3.20

- [6] Comité Euro-International du Béton and Fédération Internationale de la Précontrainte – Bul. d'Information 141: CEB/FIP manual on bending and compression, Construction Press, London, 1982.
- [7] MITCHELL, D., COLLINS, M. P. – Diagonal compression field theory – A rational model for structural concrete in pure torsion, ACI Journal, vol. 71(8), 1974, pp. 396-408.
- [8] SCHULZ, M. – Design of reinforced concrete plates and shells, Proceedings of the Conference on Structural Analysis and Design of Nuclear Power Plants, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1984, pp. 115-127.
- [9] VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P. – The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, vol. 83(2), pp. 219-231.
- [10] POLAK, M. A., VECCHIO, F. J. – Nonlinear analysis of reinforced concrete shells" Publication No. 93-03, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto, 1993.
- [11] SCHULZ, M. – Verificação geral de peças de concreto armado baseado no modelo da chapa fissurada, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.
- [12] SCHULZ, M., SANTISI D'AVILA, M. P. – Analysis of Reinforced Concrete Shells with Transverse Shear Forces, ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 136, no. 7, 2010, pp. 837-848.
- [13] SCHULZ, M., OLIVEIRA, E. – Design procedure for plane elements with skew reinforcement, IABSE Symposium Report, Venice, 2010, pp. 46-53 (8).
- [14] EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- [15] ROBINSON, J. R., DEMORIEUX, J. M. – Essais de traction-compression sur modèles d'âme de poutre en béton armé (Compte rendu partiel II), Institut de Recherches Appliquées du Béton Armé, Paris, 1972.

Table 8Reinforcement area and concrete stresses on girder bridges with $k_c = 0.3$ and $k_z = 0.9$

Point	$a_{sc,sup,max}$ (cm^2/m) / $a_{sc,inf,max}$ (cm^2/m)				$a_{s\beta,sup,max}$ (cm^2/m) / $a_{s\beta,inf,max}$ (cm^2/m)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	3.07/2.02	3.22/1.5	1.58/0.86	0/8.15	4.47/2.52	5/1.74	6.07/0.55	0/0
2	2.84/1.91	5.21/3.6	8.82/5.32	12.87/3.61	2.87/3.86	5.32/5.46	9.2/7.22	13.95/5.53
3	3.07/2.02	3.55/2.56	3.56/3.11	3.56/0	4.47/2.52	4.04/3.6	3.46/4.9	10.53/0.77
4	0/0	0/0	0/0	0/0	3.12/0	1.59/0	0/0	0/0
5	0/0	0/0	0/0	0/0	1.52/0.38	0.03/0	0/0	0/0
6	0/0	0/0	0/0	0/0	3.12/0	1.59/0	0/0	0/0
7	0.57/0	0.56/0	3.27/2.25	7.33/2.73	2.14/0.58	1.77/0.71	4.8/5.41	13.58/6.25
8	0.4/0	1.78/0	5.59/1.95	7.97/5.98	1.94/0.98	3.67/1.34	8.3/4.9	10.77/8.2
9	0.57/0	1.77/0	4.92/1.45	0/0	2.14/0.58	3.22/1.33	6.27/4.26	2.97/4.13
10	0/0	0/0	0/0	0/0	0/3.21	0/3.61	0/7.09	8.49/0
11	0/0	0/0	0/0	0/8.58	0/7.57	0/8.31	0/16.41	0/31.19
12	0/0	0/0	0/0	0/0	0/3.21	0/3.61	0/7.09	8.49/0

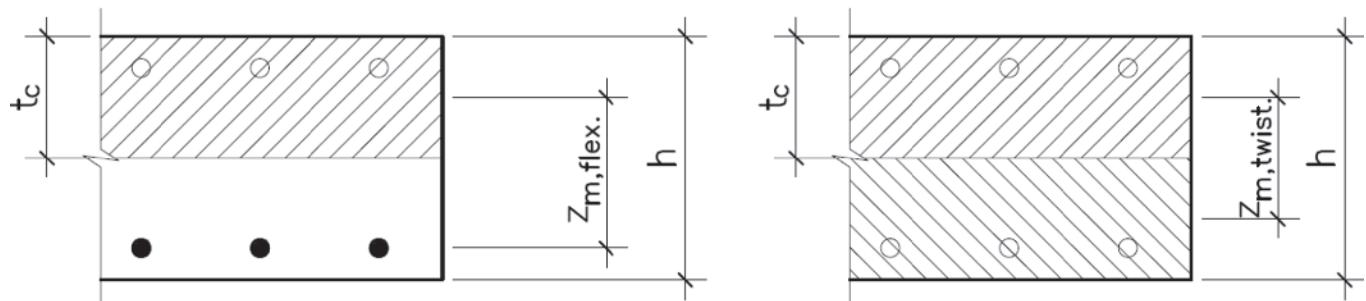
Point	$ \sigma_{c\phi,sup} _{max}$ (MPa)				$ \sigma_{c\phi,inf} _{max}$ (MPa)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-5.94	-7.29	-10.5	-16.98	-4.46	-6.01	-9.65	-19.36
2	-5.32	-7.05	-11.04	-17	-3.49	-5.06	-7.29	-5.95
3	-5.94	-5.44	-5.05	-7.75	-4.46	-4.24	-4.99	-4.72
4	0	-24.94	-26.57	-23.51	-19.29	-19.77	-21.14	-29.88
5	-15.06	-22.78	-24.71	-28.76	-7.26	-17.14	-18.33	-20.83
6	0	-24.94	-26.57	-23.51	-19.29	-19.77	-21.14	-29.88
7	-2.51	-1.97	-5.97	-12.28	-2.7	-2.42	-5.05	-5.98
8	-1.98	-3.83	-9.53	-13.64	-2.35	-2.5	-5.87	-10.69
9	-2.51	-3.97	-8.31	-3.51	-2.7	-2.96	-5.3	-3.31
10	-24.11	-24.03	-28.17	-19.99	-14.58	-17.54	-22.01	-23.26
11	-23.18	-22.72	-25.56	-20.97	-14.45	-16.54	-22.42	-36.56
12	-24.11	-24.03	-28.17	-19.99	-14.58	-17.54	-22.01	-23.26

Table 9

Reinforcement area and concrete stresses on girder bridges with MC 90 parameters

Point	$a_{s\alpha,sup,max}$ (cm ² /m) / $a_{s\alpha,inf,max}$ (cm ² /m)				$a_{s\beta,sup,max}$ (cm ² /m) / $a_{s\beta,inf,max}$ (cm ² /m)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	3.36/1.73	3.72/1.3	2.16/0.33	0/15.02	4.88/2.11	5.72/1.28	7.32/0	0/0
2	3.16/1.59	5.74/3.08	9.74/4.4	14.69/1.78	2.96/3.82	5.54/5.29	9.71/6.77	15.31/4.17
3	3.36/1.73	3.85/2.26	3.85/2.82	6.33/0	4.88/2.11	4.21/3.43	3.38/4.97	13.42/0.64
4	0/0	0/0	0/0	0/0	3.91/0.41	2.44/0	0/0	0/0
5	0/0	0/0	0/0	0/0	1.98/0	0.57/0	0/0	0/0
6	0/0	0/0	0/0	0/0	3.91/0.41	2.44/0	0/0	0/0
7	1.19/0	1.61/0	5.32/3.75	6.94/2.71	2.59/0.96	2.53/0.97	6.3/6.78	14.87/6.66
8	1.08/0	2.92/0	8.05/3.02	10.72/7.34	2.46/1.21	4.51/2.05	10.11/5.95	12.95/9.6
9	1.19/0	2.82/0	7.11/2.25	0/0	2.59/0.96	3.92/2.09	7.76/5.08	3.5/4.96
10	0/0	0/0	0/0	0/0	0/4.11	0/4.71	0/9.92	10.75/0
11	0/0	0/0	0/0	0/18.67	0/9.56	0/10.74	0/23.84	0/40.46
12	0/0	0/0	0/0	0/0	0/4.11	0/4.71	0/9.92	10.75/0

Point	$ \sigma_{c\phi,sup} _{max}$ (MPa)				$ \sigma_{c\phi,inf} _{max}$ (MPa)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-3.32	-4.04	-5.77	-8.68	-2.11	-2.9	-4.79	-11.02
2	-3.04	-4.01	-6.28	-9.95	-1.55	-2.32	-3.29	-2.02
3	-3.32	-3.02	-2.77	-5.86	-2.11	-2.03	-2.47	-2.74
4	0	-13.39	-14.32	-11.61	-9.71	-9.95	-10.58	-16.26
5	-8.76	-12.3	-13.46	-15.9	-3.46	-8.55	-9.12	-10.12
6	0	-13.39	-14.32	-11.61	-9.71	-9.95	-10.58	-16.26
7	-1.63	-1.56	-4.21	-6.51	-1.53	-1.47	-3.63	-3.13
8	-1.41	-2.62	-6.37	-8.78	-1.44	-1.59	-3.79	-6.49
9	-1.63	-2.59	-5.5	-1.93	-1.53	-1.65	-3.31	-1.82
10	-13.04	-13	-15.28	-10.41	-7.29	-8.76	-11.52	-12.66
11	-12.67	-12.39	-13.93	-11.54	-7.21	-8.32	-12.93	-25.42
12	-13.04	-13	-15.28	-10.41	-7.29	-8.76	-11.52	-12.66

**Figure 16**

Panel thickness and lever arm considered

Table 10
Total steel mass and ratios for girder bridges

γ	Total steel mass (kg)	Ratios		P/P_{0°
		kg/m ²	kg/m ³	
0°	8985	19	85	1.00
15°	11478	25	108	1.28
30°	21345	46	201	2.38
45°	51592	112	487	5.74

- [16] LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. – Construções de concreto – vol. 2: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado, tradução: V. L. E. Merino, Editora Interciênciac, Rio de Janeiro, 1978.
- [17] EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing, CEN, EN 1992-2, Brussels, 2005.
- [18] BERTAGNOLI, G., GIORDANO, L., MANCINI, S – Design and optimization of skew reinforcement in concrete shells, Structural Concrete, vol. 13/4, 2012, pp. 248-258.
- [19] ABNT – NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- [20] ROCHA, B. F. – Dimensionamento de lajes de pontes com armadura esconsa baseado no modelo da chapa fissurada, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, 2015.
- [21] MARTI, P. – Design of concrete slabs for transverse shear, ACI Structural Journal, vol. 87(2), 1990, pp. 180-190.
- [22] CSI Computers & Structures - SAP 2000 Basic Analysis Reference Manual, Berkeley, 2009.
- [23] ABNT – NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- [24] ABNT – NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

Skew decks in reinforced concrete bridges

Lajes esconsas em pontes de concreto armado



B. F. ROCHA ^a
bernardorocha@id.uff.br

M. SCHULZ ^a
mschulz@id.uff.br

Abstract

This research investigates reinforced concrete plates and shells with skew reinforcement whose directions are not aligned with the principal internal forces. Two normal forces, one tangential force, two bending moments, and one twisting moment are defined in the plane of the element. The analysis includes two shear forces in the transverse direction. The membrane and flexural forces are distributed between two panels at the upper and lower faces of the element. The smeared cracking model, equilibrium considerations, and plasticity approach yield the design equations of the skew reinforcement. The slab reinforcement of flat bridges, with and without lateral beams and girder bridges are compared considering different skew angles. The minimum reinforcement criteria of skew meshes are discussed. The results show that skew reinforcement yields higher steel and concrete stresses.

Keywords: shell structures, shell design, skew reinforcement, slabs, skew bridges.

Resumo

Essa pesquisa investiga estruturas laminares de concreto armado com armaduras esconsas e oblíquas em relação às solicitações. Duas forças normais, uma força tangencial, dois momentos fletores e um momento volvente são definidos no plano do elemento. A análise inclui duas forças cortantes na direção transversal. As solicitações de membrana e flexão são distribuídas entre duas chapas nas faces superior e inferior do elemento. As armaduras esconsas são calculadas através das condições de equilíbrio e de uma abordagem plástica pelo modelo da chapa fissurada. O trabalho compara as armaduras das lajes de pontes em laje, pontes em laje com vigas laterais e pontes em vigas múltiplas segundo diversos ângulos de esconsidade. Os resultados mostram que a utilização de malhas esconsas aumenta as tensões no aço e no concreto. Critérios para armaduras mínimas em malhas esconsas são discutidos.

Palavras-chave: estruturas laminares, dimensionamento de cascas, armadura esconsa, armadura oblíqua, pontes esconsas.

^a Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil.

Received: 15 May 2016 • Accepted: 04 Aug 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

Os elementos de cascas de concreto armado estão sujeitos ao estado duplo de tensões, no caso das solicitações no próprio plano, ou ao estado triplas de tensões, quando também ocorrem solicitações na direção transversal. Os esforços F_x , F_y , F_{xy} , M_x , M_y e M_{xy} , no próprio plano, e os esforços F_{xz} e F_{yz} , na direção transversal, são definidos na Figura 1. O conjunto completo de solicitações deve ser considerado na determinação das armaduras, cujas direções não necessariamente concordam com a direção das solicitações. O modelo mecânico da chapa fissurada de concreto armado é adotado em diversas referências. Falconer [1] utiliza esse modelo no dimensionamento da armadura transversal de vigas e paredes de concreto armado. Nielsen [2] determina as equações de dimensionamento de placas ortogonais de concreto armado sujeitas a solicitações de membrana, utilizando uma abordagem plástica. Wood, Mills e Armer [3] [4] discutem o dimensionamento de lajes sujeitas a um conjunto de momentos cujas direções principais não coincidem com as direções das armaduras. Baumann [5] estabelece o equilíbrio do elemento de casca sujeito simultaneamente a solicitações de membrana, flexão e torção, dividindo as solicitações entre duas chapas localizadas nas faces superior e inferior. Essas chapas estão solicitadas apenas aos esforços de membrana, e são dimensionadas como tal, admitindo o comportamento linear e minimizando a energia de deformação. O apêndice 2 do boletim 141 do CEB-FIP [6] utiliza a mesma partição, mas as chapas são dimensionadas através do método plástico de Nielsen [2]. Mitchel e Collins [7] determinam a equação do ângulo de inclinação das bielas, estabelecendo um modelo teórico mais geral, que denominam de teoria do campo de compressão diagonal. Schulz [8] apresenta uma teoria racional para o dimensionamento de cascas de concreto armado sujeitas a flexão, torção e solicitações no plano do elemento. Vecchio e Collins [9] desenvolvem o modelo do campo de compressão modificado para as placas de concreto armado, considerando as tensões de tração entre as fissuras, o enrijecimento na tração e o amolecimento da compressão. Estas relações são usadas por Polak e Vecchio [10] na análise teórica e experimental de cascas de concreto armado. Schulz [11] aplica a teoria da chapa fissurada em peças de paredes esbeltas em concreto armado. Os elementos estão submetidos a força normal, esforços cortantes, momentos fletores, torção de Saint-Venant, torção de emprenamento e bimomento. Schulz e Santisi D'Avila [12] investigam cascas de concreto armado sob efeito simultâneo de solicitações no plano e transversais ao plano médio, onde o elemento é dividido em camadas com compor-

tamento triaxial. Schulz e Oliveira [13] apresentam um método de dimensionamento de elementos laminares de concreto armado com armaduras esconsas, que é uma extensão do método recomendado no boletim número 141 do CEB-FIP [6].

No presente trabalho, os procedimentos de dimensionamento de cascas são discutidos e aplicados a pontes esconsas de concreto armado. Os esforços no plano e transversais ao plano médio são considerados. Pontes em lajes, com e sem vigas laterais, e lajes de pontes em vigas múltiplas são analisadas variando os ângulos de esconsidade entre 0° e 45° . O problema é tratado no sistema local, simplificando o cálculo manual e a implementação computacional. Recomendações para o dimensionamento e critérios para armaduras mínimas são apresentados e discutidos. A análise comparativa dos resultados mostra que a esconsidade aumenta a armadura necessária e as tensões no concreto, comprovando a relevância da formulação.

2. Modelo de dimensionamento

2.1 Hipóteses básicas

As hipóteses básicas do modelo mecânico são: o concreto não resiste à tração; as fissuras são infinitesimais e uniformemente distribuídas; e as tensões de compressão no concreto são orientadas conforme a direção das bielas, que pode variar ao longo do comprimento da peça.

São consideradas as seguintes simplificações: as direções das fissuras são independentes da história do carregamento; o engrenamento entre as fissuras e o encavilhamento das armaduras é desprezado; não são descontadas as áreas de concreto ocupadas pelas armaduras; e as armaduras comprimidas não contribuem para a capacidade resistente das chapas.

Conforme recomendado no Eurocode 2 [14], aplica-se o fator de redução da resistência do concreto $k=0,60$. Este fator representa a superposição dos coeficientes 0,85 e 0,70, que estão respectivamente associados ao efeito Rüsch e à redução da resistência induzida pelas armaduras transversais tracionadas, conforme discutido por Robinson e Demorieux [15].

2.2 Redução do problema geral ao dimensionamento de chapas

O elemento laminar apresenta dimensões unitárias em planta (Figura 1). As seis solicitações em seu próprio plano F_x , F_y , F_{xy} , M_x , M_y e M_{xy} e a duas solicitações transversais F_{xz} e F_{yz} são definidas através de seus valores de cálculo e, portanto, incluem os coeficientes de majoração das cargas.

Supõem-se duas regiões bem definidas nas faces inferior e superior, com a mesma espessura t_c (Figura 1). A flexão é extraída do problema repartindo as solicitações entre essas duas regiões, que são dimensionadas como chapas. As solicitações nas chapas por unidade de comprimento, definidas na Figura 2, são dadas por:

$$f_x = \frac{F_x + M_x}{2} \pm \frac{M_x}{z_m} \quad (1)$$

$$f_y = \frac{F_y + M_y}{2} \pm \frac{M_y}{z_m} \quad (2)$$

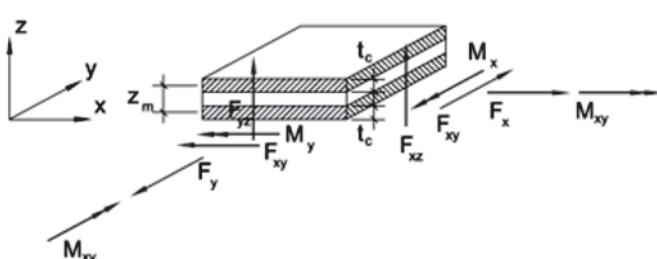


Figura 1
Solicitações atuantes em um elemento de casca

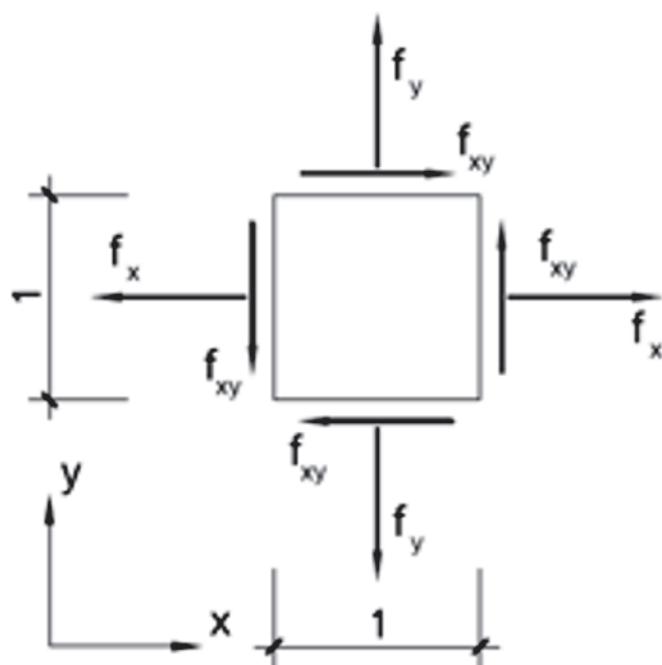


Figura 2
Ações por unidade de comprimento na chapa

$$f_{xy} = \frac{F_{xy}}{2} \pm \frac{M_{xy}}{z_m} \quad (3)$$

onde z_m é o braço de alavanca. As forças de tração são consideradas positivas.

A espessura das chapas t_c e o braço de alavanca z_m são definidos, de forma aproximada, através das expressões:

$$t_c = k_c \left(\frac{d_x + d_y}{2} \right) \quad (4)$$

$$z_m = k_z \left(\frac{d_x + d_y}{2} \right) \quad (5)$$

onde d_x e d_y são as alturas úteis nas direções x e y , respectivamente. Leonhardt [16] recomenda $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$. A espessura das chapas t_c de elementos predominantemente comprimidos pode ser aumentada desde que o braço de alavanca z_m seja reduzido de forma correspondente. Bertagnoli, Giordano e Mancini [17] propõem um algoritmo genético, variando a espessura das chapas extremas e dos braços de alavanca. Schulz [11] divide o elemento de casca em lamelas e determina as tensões utilizando equações de equilíbrio e de compatibilidade.

As forças nas direções principais são determinadas por:

$$f_I = \frac{f_x + f_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_x - f_y}{2} \right)^2 + f_{xy}^2} \quad (6)$$

$$f_{II} = \frac{f_x + f_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_x - f_y}{2} \right)^2 + f_{xy}^2} \quad (7)$$

Quando as forças principais são negativas, a chapa não necessita de armaduras de tração. Neste caso, a tensão de compressão f_{II}/t_c deve ser, em módulo, inferior a $0,85f_c$. A armadura de tração é necessária quando $f_I > 0$.

2.3 Dimensionamento da chapa com armaduras esconsas

A Figura 3 mostra as forças resistentes de uma chapa com armaduras esconsas. As armaduras são orientadas nas direções dos ângulos α e β , definidos a partir do eixo x . As forças por unidade de comprimento nas armaduras resistentes são denominadas f_{sa} e f_{sb} . A força de compressão nas bielas de concreto, entre fissuras, é denominada f_{cp} . O ângulo de orientação das microfissuras φ também é definido a partir do eixo x .

A decomposição da força f_{sa} é apresentada na Figura 4. A decomposição das forças f_{sb} e f_{cp} são análogas. As condições de equilíbrio são expressas por:

$$f_{cp} \cos^2 \varphi + f_{sa} \cos^2 \alpha + f_{sb} \cos^2 \beta = f_x \quad (8)$$

$$f_{cp} \sin^2 \varphi + f_{sa} \sin^2 \alpha + f_{sb} \sin^2 \beta = f_y \quad (9)$$

$$f_{cp} \cos \varphi \sin \varphi + f_{sa} \cos \alpha \sin \alpha + f_{sb} \cos \beta \sin \beta = f_{xy} \quad (10)$$

Através da inversão do sistema definido de (11) a (13), tem-se

$$f_{cp} = \frac{[-f_x \sin \beta \sin \alpha - f_y \cos \beta \cos \alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha)]}{\sin(\beta - \varphi) \sin(\varphi - \alpha)} \quad (11)$$

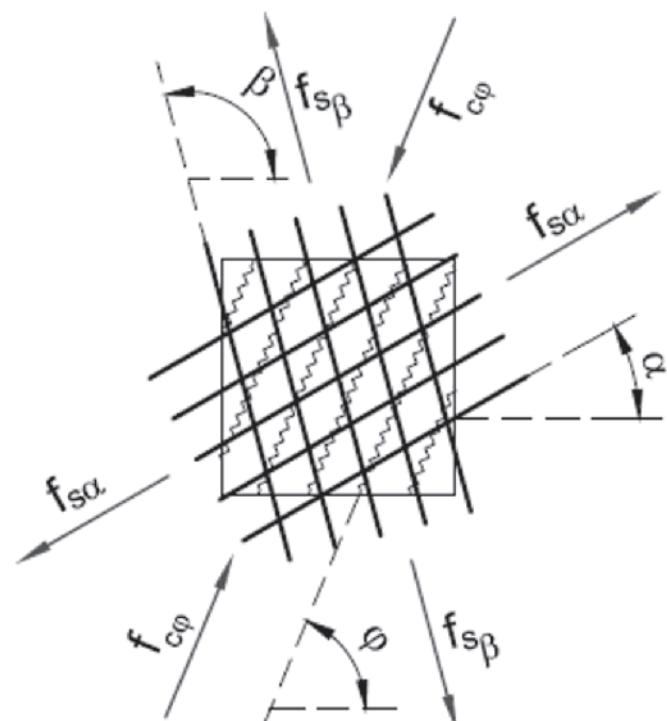
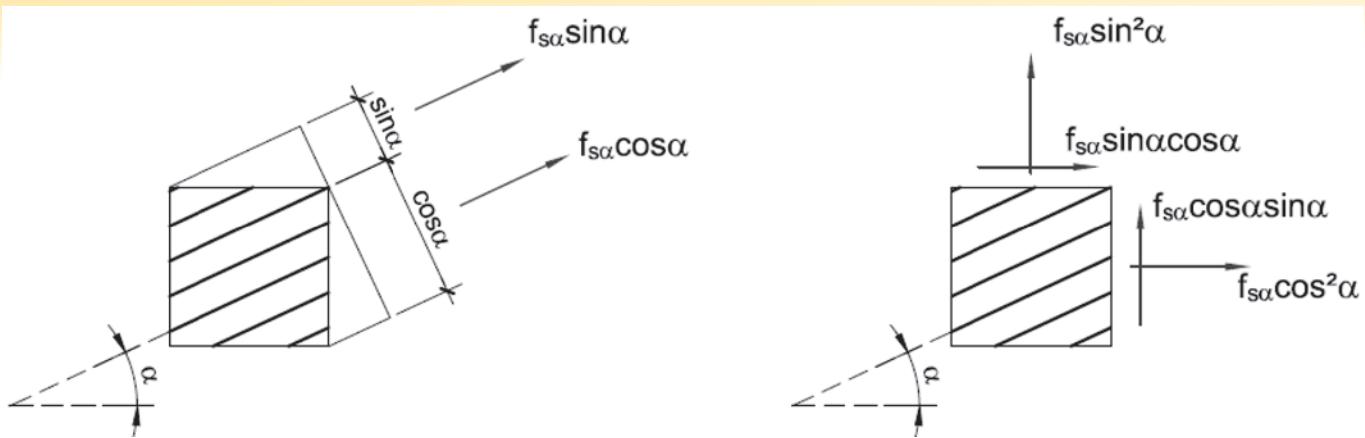


Figura 3
Forças resistentes na chapa com armadura esconsa

**Figura 4**Forças nas armaduras na direção α e decomposição em x e y

$$f_{sa} = \frac{[f_x \sin \beta \sin \varphi + f_y \cos \beta \cos \varphi - f_{xy} \sin(\beta + \varphi)]}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\varphi - \alpha)} \quad (12)$$

$$f_{s\beta} = \frac{[f_x \sin \varphi \sin \alpha + f_y \cos \varphi \cos \alpha - f_{xy} \sin(\varphi + \alpha)]}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\beta - \varphi)} \quad (13)$$

A soma das expressões (11), (12) e (13) fornece:

$$f_{c\varphi} + f_{sa} + f_{s\beta} = f_x + f_y \quad (14)$$

De acordo com (14), a maximização da parcela $f_{c\varphi}$ promove a minimização da soma das forças nas armaduras f_{sa} e $f_{s\beta}$. Considerando que $f_{c\varphi} < 0$, a minimização das forças nas armaduras está associada à minimização do valor absoluto da tensão no concreto $|f_{c\varphi}|$. Assim, através de (11), tem-se:

$$\varphi = \frac{\alpha + \beta}{2}$$

$$\text{if } -f_x \sin \beta \sin \alpha - f_y \cos \beta \cos \alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha) \leq 0$$

$$\varphi = \frac{\alpha + \beta + \pi}{2}$$

$$\text{if } -f_x \sin \beta \sin \alpha - f_y \cos \beta \cos \alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha) > 0$$

As equações (11), (12), (13) e (15) definem o caso A de dimensionamento, quando são necessárias armaduras nas direções α e β . O caso B de dimensionamento é estabelecido quando a equação (12) fornece valores negativos para a armadura na direção α . Substituindo $f_{sa} = 0$ em (12), tem-se:

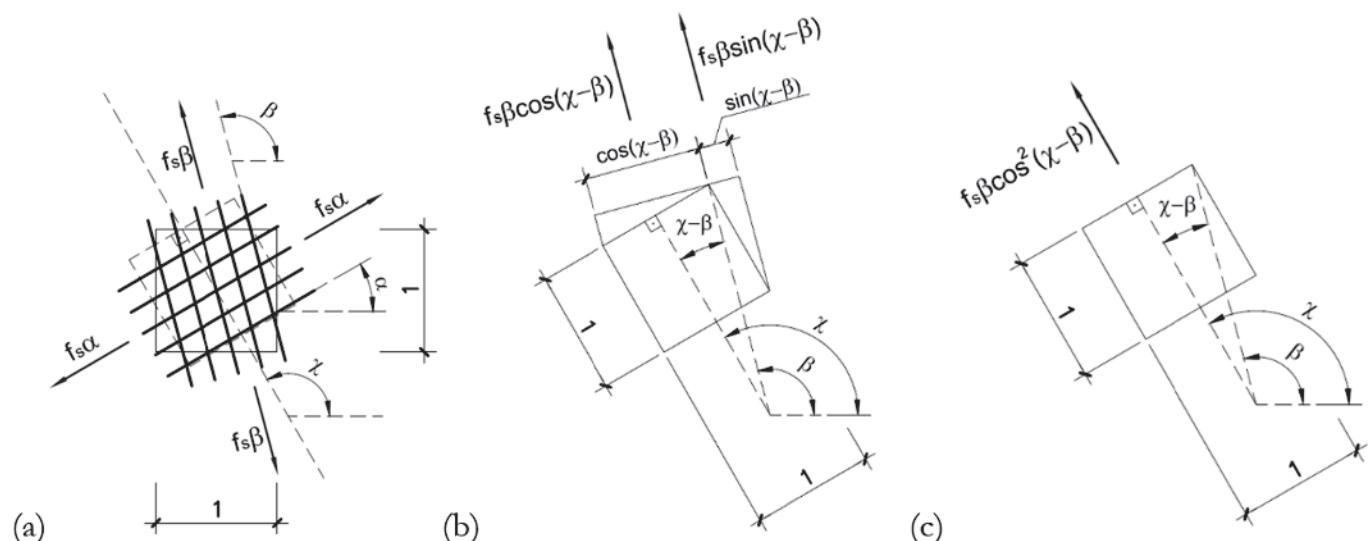
$$\tan \varphi = \frac{f_{xy} \sin \beta - f_y \cos \beta}{f_x \sin \beta - f_{xy} \cos \beta} \quad (16)$$

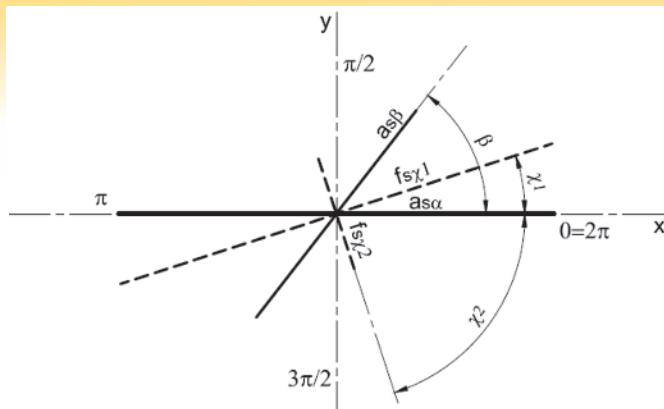
O caso C de dimensionamento é estabelecido quando a equação (13) fornece valores negativos para a armadura na direção β . De forma análoga, substituindo $f_{s\beta} = 0$ em (13), tem-se

$$\tan \varphi = \frac{f_{xy} \sin \alpha - f_y \cos \alpha}{f_x \sin \alpha - f_{xy} \cos \alpha} \quad (17)$$

A tensão no concreto $\sigma_c = f_{c\varphi} / t_c$ deve satisfazer a tensão admissível $0,6 f_{cd}$. As áreas de aço a_{sa} e $a_{s\beta}$ nas direções α e β , respectivamente, são calculadas considerando a resistência de cálculo do aço f_{yd} . Assim, tem-se:

$$\sigma_{c\varphi} = \frac{f_{c\varphi}}{t_c} \quad (18)$$

**Figura 5**(a) Forças nas armaduras na direção α e β , e direção χ qualquer, (b) e (c) decomposição de $f_{s\beta}$ segundo a direção χ

**Figura 6**Representação gráfica de a_{sa} , a_{sb} , f_{sx1} e f_{sx2}

$$a_{sa} = \frac{f_{sa}}{f_{yd}} \quad (19)$$

$$a_{sb} = \frac{f_{sb}}{f_{yd}} \quad (20)$$

2.4 Relações mínimas entre armaduras e armaduras mínimas

As direções das resultantes máxima e mínima das forças nas armaduras são perpendiculares entre si. A relação mínima entre as armaduras oblíquas é definida de forma a garantir que a resultante mínima seja maior ou igual a 20% da resultante máxima. Essa proposta procura satisfazer e generalizar o critério de armadura mínima de malhas ortogonais, indicado pela NBR 6118:2014 [18] e outras normas.

A Figura 5 mostra as forças nas armaduras f_{sa} e f_{sb} , por unidade de comprimento, nas direções α e β , e a decomposição de f_{sb} em

Tabela 1

Armadura secundária mínima para diferentes ângulos entre armaduras

$\beta - \alpha (\circ)$	90,0	85,0	80,0	75,0	70,0	65,0	60,0	55,0	50,0	48,2	45,0
$r_{\beta\alpha, \text{mín}}$	0,200	0,202	0,210	0,222	0,243	0,275	0,325	0,414	0,625	1,000	1,000*

Tabela 2

Fatores de majoração da armadura calculada para diversos ângulos entre armaduras

$\beta - \alpha (\circ)$	$\leq 48,2$	45,0	40,0	35,0	30,0	25,0	20,0	15,0	10,0	5,0	0,0
k	1,000	1,166	1,510	2,012	2,786	4,069	6,433	11,539	26,129	104,92	∞

Tabela 3

Taxa geométrica mínima de armadura para diversos ângulos de escondidez

$\beta - \alpha (\circ)$	90,0	85,0	80,0	75,0	70,0	65,0	60,0	55,0	50,0	48,2	45,0
$\rho_{s,\min}$	0,150%	0,164%	0,182%	0,202%	0,228%	0,260%	0,300%	0,352%	0,420%	0,450%	0,512%
	C30	0,164%	0,180%	0,198%	0,221%	0,249%	0,284%	0,328%	0,385%	0,459%	0,560%
	C40	0,179%	0,196%	0,217%	0,241%	0,272%	0,310%	0,358%	0,420%	0,501%	0,611%
	C45	0,194%	0,212%	0,235%	0,262%	0,295%	0,336%	0,388%	0,455%	0,543%	0,662%

uma direção χ qualquer, definida a partir do eixo x. A resultante das forças nas armaduras f_{sx} , por unidade de comprimento e segundo a direção χ , é dada por:

$$f_{sx} = f_{sa} \cos^2(\chi - \alpha) + f_{sb} \cos^2(\chi - \beta) \quad (21)$$

Os ângulos χ_1 e χ_2 , respectivamente associados às resultantes máxima e mínima f_{sx1} e f_{sx2} são definidos na Figura 6. Derivando (21) e igualando a zero, tem-se:

$$\tan(2\chi_1) = \tan(2\chi_2) = \frac{\sin(2\alpha) + r_{\beta\alpha} \sin(2\beta)}{\cos(2\alpha) + r_{\beta\alpha} \cos(2\beta)} \quad (22)$$

onde $r_{\beta\alpha} = f_{sb}/f_{sa}$ e f_{sa} é a força na armadura principal. A expressão (26) permite concluir que χ_1 e χ_2 são ortogonais. As resultantes f_{sx1} e f_{sx2} devem atender:

$$\frac{f_{sx2}}{f_{sx1}} \geq 0,20 \quad (23)$$

A solução de (21) a (23), através de um processo iterativo detalhado em Rocha [19], fornece as relações mínimas $r_{\beta\alpha,\min}$ apresentadas na Tabela 1, para diversos ângulos entre armaduras $\beta-\alpha$. O processo iterativo não apresenta convergência para $\beta-\alpha < 48,2^\circ$. O estudo teórico a seguir investiga esses casos limites adotando $f_{sb} = f_{sa}$ a favor da segurança, mas deixa claro que a utilização de malhas oblíquas muito inclinadas não é recomendada. Tem-se, através de (21),

$$f'_{sx1} = 2f_{sa} \cos^2\left(\frac{\beta - \alpha}{2}\right) \quad (24)$$

A condição $f'_{sx2,\text{necessário}} \geq 0,2f'_{sx1,\text{necessário}}$ e (21) fornece:

$$f'_{sx2} = 2k f_{sa} \sin^2\left(\frac{\beta - \alpha}{2}\right) \quad (25)$$

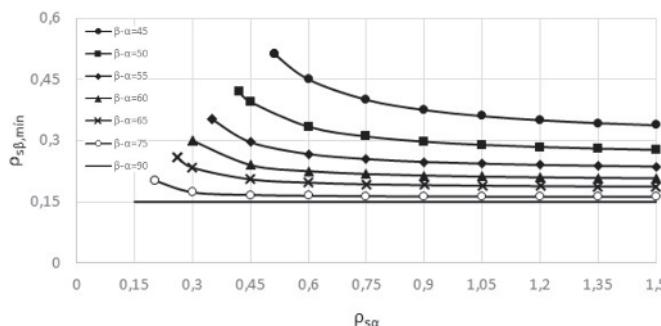


Figura 7
Taxas de armaduras mínimas para $f_{ck} \leq 30 \text{ MPa}$

Substituindo (24) em (25), encontra-se:

$$k = 0.20 \cot^2 \frac{\beta - \alpha}{2} \quad (26)$$

onde $k = 0.2 \cot^2[(\beta - \alpha)/2]$. Os valores de k apresentados na Tabela 2 também indicam que o detalhamento de malhas oblíquas muito inclinadas deve ser evitado.

As forças nas armaduras devem atender a $f_{s\alpha,\min} \geq f_{s,\min}$ e $f_{s\beta,\min} \geq f_{s,\min}$ onde a força mínima $f_{s,\min}$ é determinada através da armadura

mínima de norma. A condição $f_{s\chi_2,\min} \geq f_{s,\min}$, na direção χ_2 , é garantida através de um algoritmo de otimização de planilha eletrônica. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7. As taxas mínimas de amadura secundária $\rho_{s\beta,\min}$, na direção β , dependem da escondidez e da taxa de armadura ρ_{sa} , na direção α . Os valores mínimos da taxa de armadura principal ρ_{sa} são apresentados na Tabela 3.

2.5 Dimensionamento a esforço cortante

Schulz [11] e Marti[20] definem o seguinte esforço cortante $F_{\theta z}$ na direção principal θ :

$$F_{\theta z} = \sqrt{F_{xz}^2 + F_{yz}^2} \quad (27)$$

As seguintes forças de tração complementares devem ser consideradas, em cada uma das chapas inferior e superior, nas cascas armadas a esforço cortante:

$$nf_x = \frac{F_{xz}^2}{F_{\theta z}} \frac{\cot \theta}{2} \quad (28)$$

$$nf_y = \frac{F_{yz}^2}{F_{\theta z}} \frac{\cot \theta}{2} \quad (29)$$

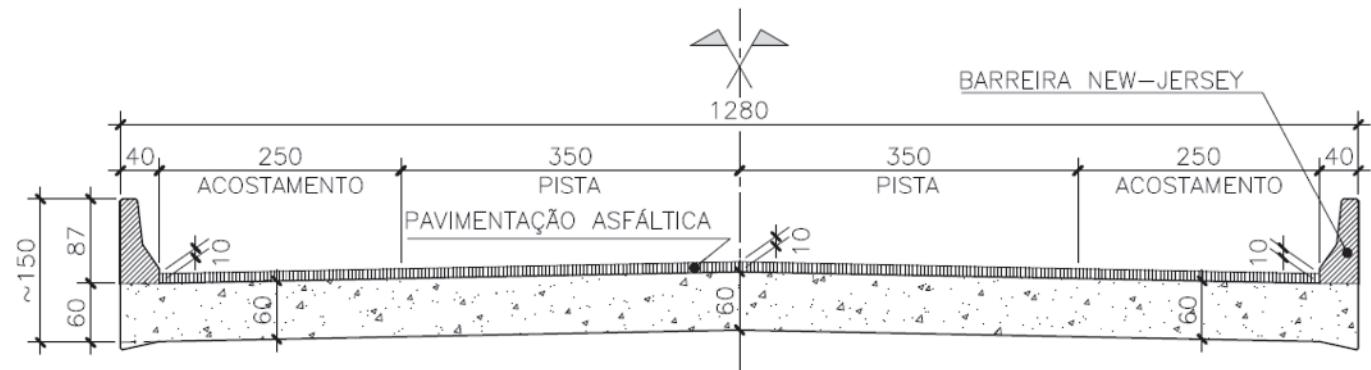


Figura 8
Seção transversal típica das pontes em laje sem vigas laterais

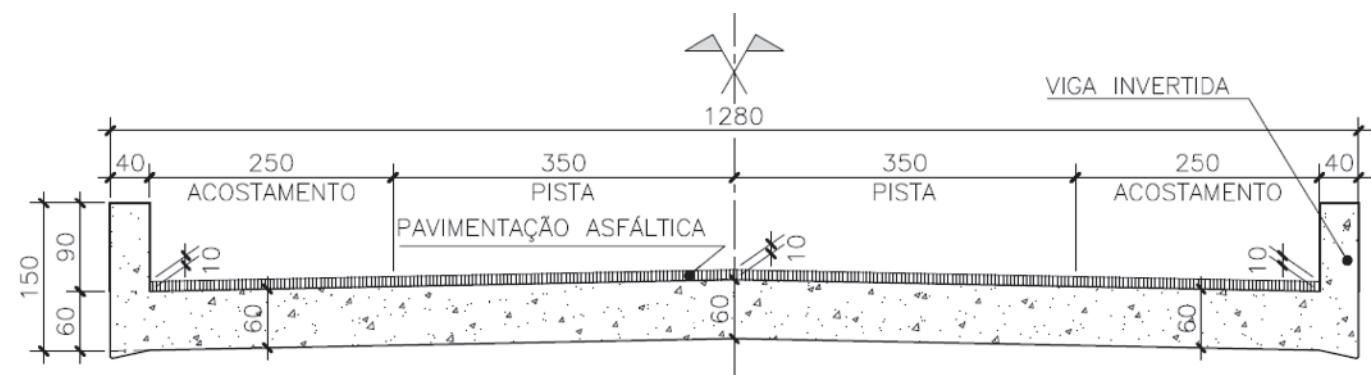


Figura 9
Seção transversal típica das pontes em laje com vigas laterais

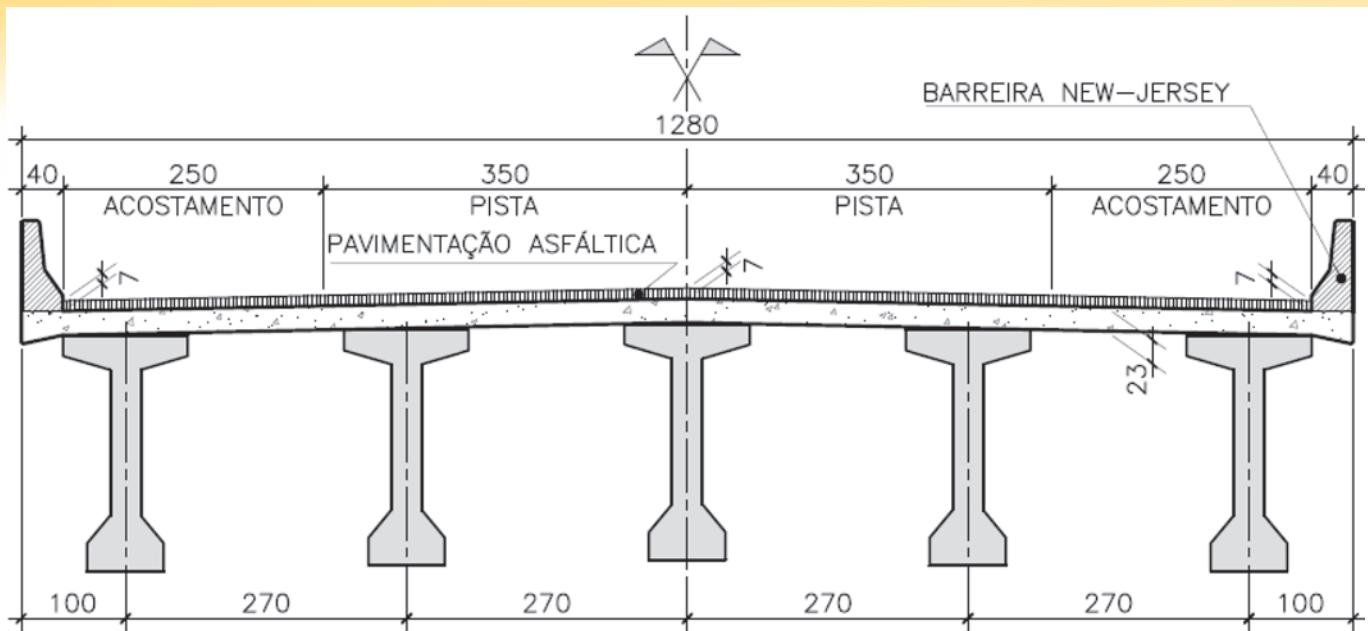


Figura 10
Seção transversal típica das pontes em vigas múltiplas

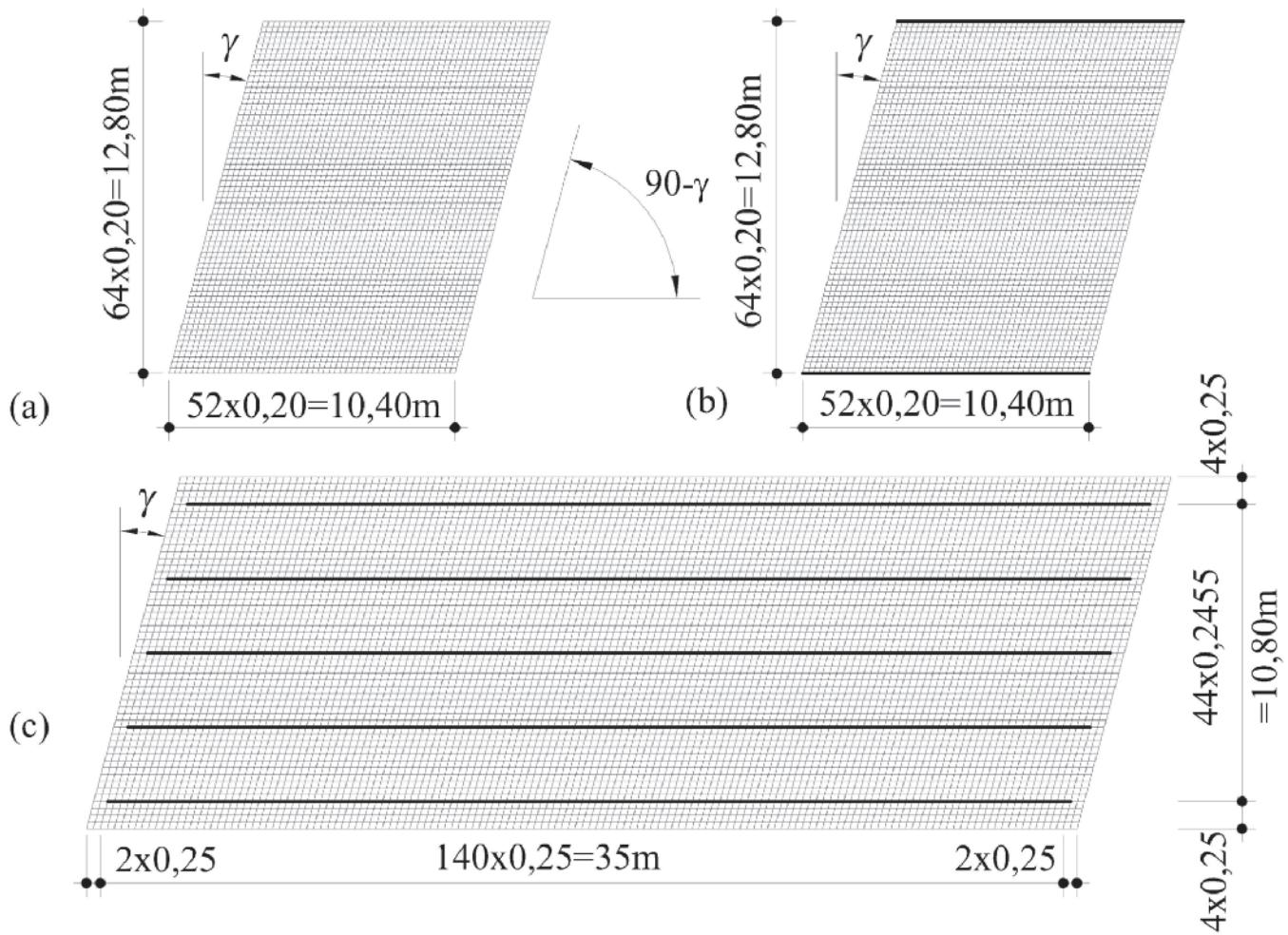


Figure 11
Finite element models for (a) flat bridges without lateral beams, (b) flat bridges with lateral beams, and (c) multi-girder bridges

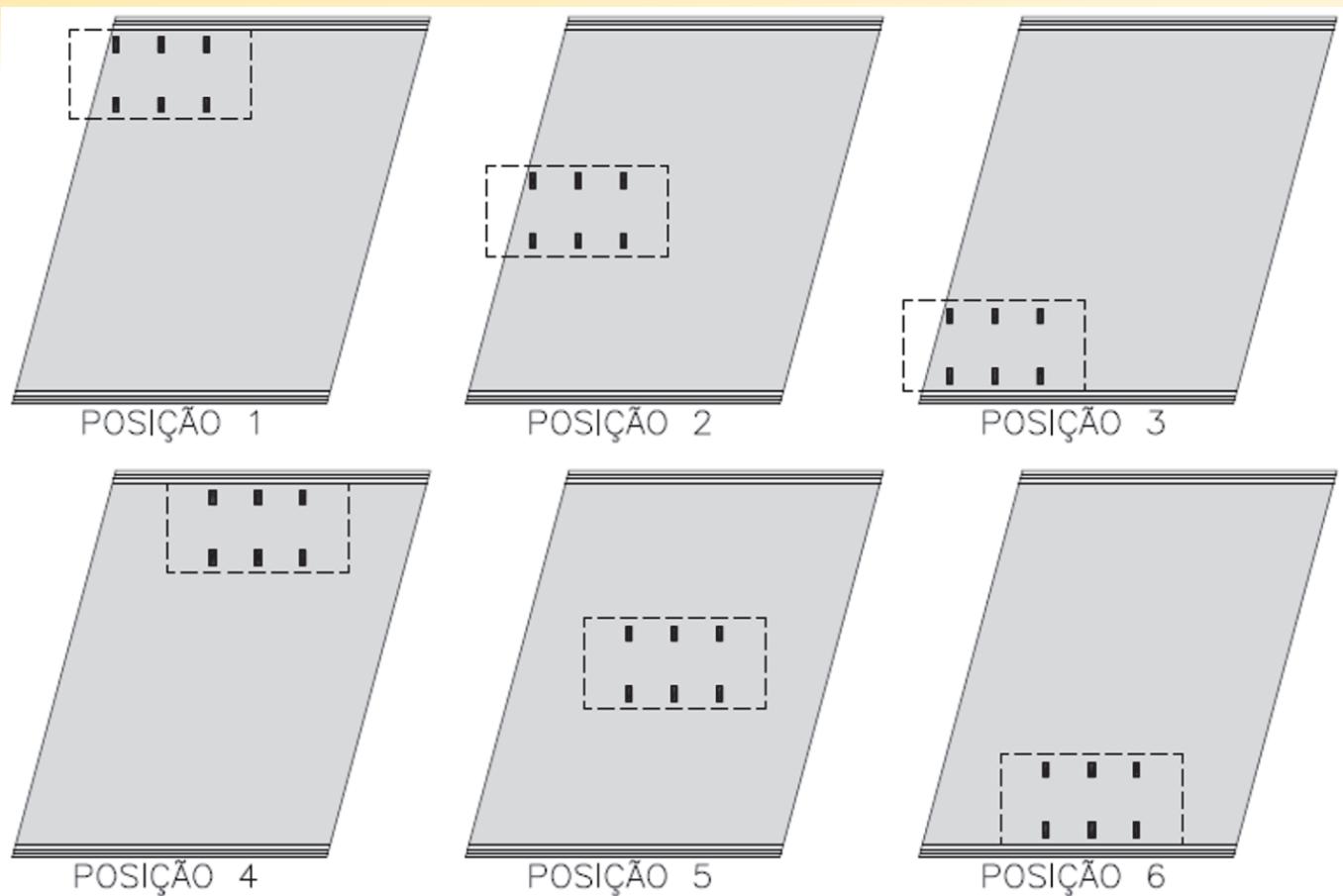


Figura 12
Posicionamentos pré-definidos do veículo tipo para pontes em laje

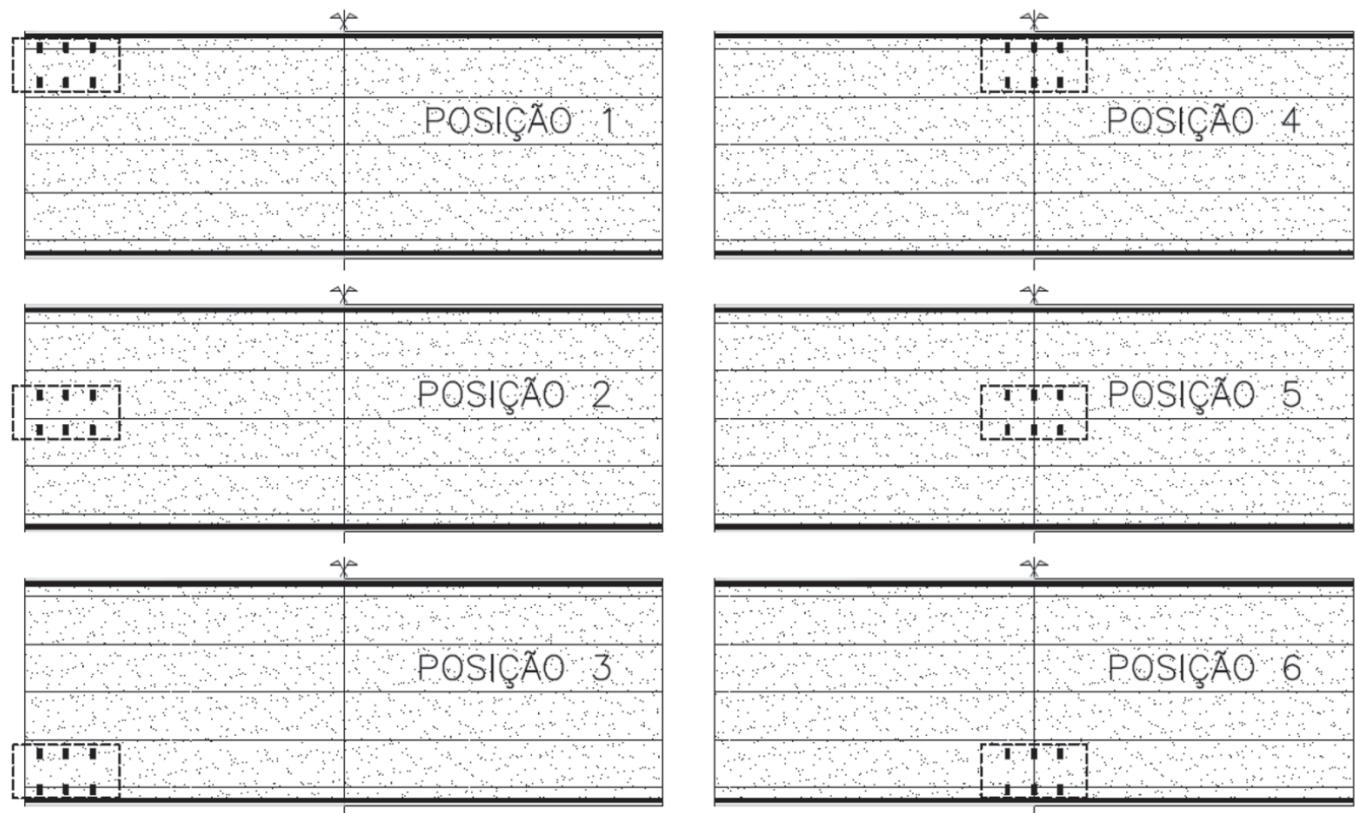


Figura 13
Posicionamentos pré-definidos do veículo tipo para pontes em vigas múltiplas

**Figura 14**

Pontos escolhidos para o dimensionamento das pontes em laje

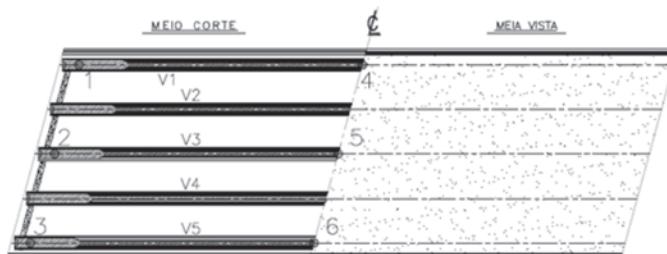
$$nf_{xy} = \frac{F_{xz} F_{yz}}{F_{\theta z}} \frac{\cot\phi}{2} \quad (30)$$

onde ϕ é o ângulo de inclinação das bielas. As forças complementares expressam o deslocamento do diagrama de forças nas armaduras tracionadas.

3. Casos estudados

A formulação apresentada é aplicada em exemplos de pontes em laje sem vigas, pontes em laje com vigas laterais invertidas e pontes em vigas múltiplas. Os sistemas estruturais, cujas seções transversais são apresentadas nas Figuras 8, 9 e 10, são analisados com os ângulos de 0°, 15°, 30° e 45° de esconsidate, através de modelos em elementos finitos.

As pontes em laje, com e sem vigas laterais, têm 60 cm de espessura e vão livre entre apoios, segundo a direção do tráfego, de 10,40m. As pontes em vigas múltiplas são estruturas monolíticas constituídas por 5 longarinas, com vão livre de 35m, duas transversinas de apoio e laje com 23cm de espessura. Todas as pontes têm 12,8m de largura, duas faixas de 3,5m e acostamentos de 2,5m. Nas pontes em laje com vigas laterais, as barreiras são substituídas por vigas invertidas com 1,5m de altura total.

**Figura 15**

Pontos escolhidos para o dimensionamento das pontes em vigas múltiplas

As armaduras de flexão são dimensionadas através do modelo da chapa fissurada e do método proposto para malhas escondas. O dimensionamento ao cisalhamento considera o esforço cortante equivalente, definido pela raiz quadrada da soma dos quadrados das componentes. A análise comparativa discute o dimensionamento das armaduras sem considerar outras verificações, tais como os estados limites de utilização, perdas diferidas e fadiga. As lajes das pontes são modeladas no programa SAP 2000 [21] através de elementos finitos de casca fina. Os elementos de barra têm seus eixos deslocados para o centro de gravidade das vigas. O eixo local x dos elementos de casca é definido na direção da armadura longitudinal e do tráfego. Dessa forma, o ângulo α é sempre zero e o ângulo β é definido por $\beta=90^\circ-\gamma$, onde γ é o ângulo de esconsidate da laje.

O concreto e o aço são, respectivamente, C35 e CA-50. O coeficiente de Poisson é considerado igual a 0,20 e adota-se o módulo de elasticidade do concreto da NBR 6118:2014 [18], considerando o uso de granito como agregado graúdo.

As cargas permanentes são o peso próprio estrutural, a pavimentação asfáltica, a carga de recapeamento e o peso das barreiras. O peso das vigas não foi considerado nas pontes em vigas múltiplas pois estas, sendo pré-moldadas, não geram solicitações nas lajes. A carga móvel é definida pela Classe 45 da NBR 7188:2013 [22], considerando o número de faixas e os coeficientes de impacto vertical e adicional. As posições do veículo tipo são mostradas nas Figuras 11 e 12. As dimensões dos elementos finitos são definidas de forma a facilitar a aplicação das cargas das rodas, conforme projetadas na superfície média das lajes.

As ações são combinadas conforme a NBR 8681:2003 [23]. As Figuras 13 e 14 apresentam os pontos de dimensionamento das armaduras.

As armaduras transversais das pontes em laje são dimensionadas de acordo com a NBR 6118:2014 [18]. A verificação da necessidade de armadura transversal não leva em consideração a contribuição da armadura no plano da laje, uma vez que a direção da força cortante principal raramente coincide com a direção das armaduras. As pontes em laje são armadas a esforço cortante transversal. Os esforços cortantes das lajes das pontes em vigas múltiplas, obtidos através dos modelos e de verificações manuais complementares, dispensam armadura de cisalhamento.

A massa total de aço é determinada considerando detalhamentos esquemáticos. As faixas de distribuição das armaduras e outros aspectos de detalhamento são apresentados em Rocha [19].

4. Resultados e discussões

4.1 Pontes em laje sem vigas laterais

A Tabela 4 apresenta as armaduras e as tensões no concreto nos pontos de dimensionamento das pontes em laje sem vigas laterais.



Tabela 4

Áreas de aço e tensões no concreto, nas pontes em laje sem vigas laterais

Ponto	$a_{s\alpha,sup,máx}$ (cm^2/m) / $a_{s\alpha,inf,máx}$ (cm^2/m)				$a_{s\beta,sup,máx}$ (cm^2/m) / $a_{s\beta,inf,máx}$ (cm^2/m)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	0/12,57	4,1/27,27	8,29/40,78	13,5/48,96	3,69/5,62	8,28/17,18	8,44/35,56	2,8/52,98
2	0/8,17	0/9,15	0,67/18,68	4,92/25,88	0,62/3,27	0,94/5,59	5,72/12,97	11,62/23
3	0/12,57	0/7,89	0/4,03	0/2,54	3,69/5,62	0,87/1,85	0,13/1,42	0,12/0,76
4	0/35,86	0/41,56	0/44,77	0/46,8	0/2,29	0/8,05	0,61/13,34	0,98/18,43
5	0/30,24	0/38,33	0/47,41	0/58,47	0/7,89	0/17,05	0/29,63	0/46,2
6	0/35,86	0/41,56	0/44,77	0/46,8	0/2,29	0/8,05	0,61/13,34	0,98/18,43

Ponto	$ \sigma_{c\phi,sup} _{máx}$ (MPa)				$ \sigma_{c\phi,inf} _{máx}$ (MPa)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-2,76	-4,39	-4,79	-3,64	-2,68	-8,5	-17,33	-24,69
2	-1,8	-1,75	-2,11	-4,3	-1,27	-2,26	-5,51	-10,54
3	-2,76	-1,94	-1,04	-0,46	-2,68	-0,67	-0,65	-0,45
4	-9,2	-8,77	-7,17	-5,18	-0,19	-3,5	-7,54	-11,53
5	-7,76	-7,34	-6,12	-4,41	-0,21	-4,94	-12	-21,11
6	-9,2	-8,77	-7,17	-5,18	-0,19	-3,5	-7,54	-11,53

De maneira geral, a esconsidate aumenta as armaduras e as tensões de compressão no concreto. A malha inferior é mais densa e apresenta um aumento expressivo das armaduras. As armaduras dos cantos agudos apresentam redução.

Os parâmetros $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$, recomendados por Leonhardt [16], não atendem a tensão admissível do concreto nas pontes com ângulo de esconsidate de 30° e 45° . O CEB-FIP Model Code 1990 [24] propõe a alternativa de aumentar as espessuras das chapas extremas, reduzindo os braços de alavanca correspondentes. Este procedimento aumenta as armaduras necessárias e reduz as tensões no concreto. No entanto, a verificação das tensões no concreto não é satisfeita mesmo utilizando essa alternativa, e as pontes de 30° e 45° exigem concretos mais resistentes.

Os cantos obtusos apresentam momentos volventes e esforços cortantes concentrados. No restante da laje, os momentos transversais e volventes são majorados, mas a influência da esconsidate no esforço cortante não é crítica.

A Tabela 5 apresenta a massa total e as taxas de armadura das pontes em laje sem vigas. O aumento das armaduras está associado aos momentos transversais e volventes. As relações míni-

mas e as armaduras mínimas têm pequena influência na massa total de aço.

4.2 Pontes em laje com vigas laterais

A Tabela 6 apresenta as armaduras e as tensões no concreto nos pontos de dimensionamento das pontes em laje com vigas laterais. As vigas laterais reduzem as armaduras necessárias e a influência da esconsidate nas armaduras superiores. A esconsidate aumenta as armaduras inferiores da mesma forma que nas pontes sem vigas.

A ponte com 45° não atende a verificação de tensões no concreto com os parâmetros $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$, recomendados por Leonhardt [16]. Tal como nas pontes sem vigas, a verificação das tensões no concreto não é satisfeita mesmo utilizando a alternativa do CEB-FIP Model Code 1990 [24], e a ponte de 45° exige o uso de concretos mais resistentes.

O deslocamento do eixo das vigas, em relação à laje, introduz forças longitudinais e de cisalhamento associadas ao comportamento como viga T. O modelo determina automaticamente a largura colaborante e a armadura de costura.

A Tabela 7 apresenta a massa total e as taxas de armadura das pontes em laje com vigas. As vigas laterais substituem as barreiras e promovem uma economia de 15%, 20%, 20% e 10% na armadura da laje, respectivamente para as esconsidades de 0° , 15° , 30° e 45° .

4.3 Pontes em vigas múltiplas

A Tabela 8 apresenta as armaduras e as tensões no concreto nas pontes em vigas múltiplas, considerando parâmetros $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$, recomendados por Leonhardt [16]. As tensões no concreto superam os valores admissíveis, pois a laje é a mesa de compressão das longarinas. A Tabela 9 apresenta os resultados utilizando a

Tabela 5

Peso total e taxas de aço para as pontes em laje sem vigas laterais

γ	Peso total de aço (kg)	Taxas		P/P_{0°
		kg/m^2	kg/m^3	
0°	7800	59	98	1,00
15°	10077	76	126	1,29
30°	15153	114	190	1,94
45°	23437	176	293	3,00

Tabela 6

Áreas de aço e tensões no concreto, nas pontes em laje com vigas laterais

Ponto	$a_{s\alpha,sup,máx}$ (cm^2/m) / $a_{s\alpha,inf,máx}$ (cm^2/m)				$a_{s\beta,sup,máx}$ (cm^2/m) / $a_{s\beta,inf,máx}$ (cm^2/m)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	9,26/9,34	11,79/9,2	9,64/7,64	0,43/4,79	6,63/2,35	10,09/1,19	10,78/0	3,75/0
2	0/5,12	0/8,34	0,22/18,32	2,37/25,92	0/0	0/3,97	0/15,62	3,57/26,23
3	9,26/9,34	6,83/8,37	5,09/5,77	1,36/4,12	6,63/2,35	4,27/2,72	3,17/2,21	0/0,59
4	5,82/24,8	7,5/30,12	6,4/37,76	2,82/47,9	7,81/5,69	4,2/10,29	5,86/17,36	6,66/28,31
5	0/18,05	0/24,48	0/34,51	0/52,08	0/14,37	0/20,02	0/27,81	0/43,09
6	5,82/24,8	7,5/30,12	6,4/37,76	2,82/47,9	7,81/5,69	4,2/10,29	5,86/17,36	6,66/28,31

Ponto	$ \sigma_{c\phi,sup} _{máx}$ (MPa)				$ \sigma_{c\phi,inf} _{máx}$ (MPa)			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-5,03	-6,75	-6,55	-2,04	-2	-2,01	-1,59	-1,33
2	-1,52	-1,55	-1,47	-1,92	-0,65	-1,96	-6,67	-11,73
3	-5,03	-3,44	-1,96	-0,67	-2	-1,38	-0,53	-0,51
4	-0,52	-1,66	-2,01	-1,8	-0,2	-2,62	-6,95	-13,47
5	-5,3	-5,28	-4,98	-4,1	-0,19	-3,41	-8,97	-18,86
6	-0,52	-1,66	-2,01	-1,8	-0,2	-2,62	-6,95	-13,47

alternativa indicada no CEB-FIP Model Code 1990 [24], com chapas mais espessas e braços de alavanca correspondentes (Figura 15). As tensões no concreto atendem a tensão admissível para 0° e 15° e, de forma aproximada, para a esconsidate de 30° . A ponte com 45° requer o concreto C60 ou 30cm de espessura de laje.

A esconsidate altera o momento volvente M_{xy} e as forças normais na direção transversal F_y . O acréscimo da massa total de aço (Tabela 10) está associado à armadura efetivamente necessária, pois as armaduras mínimas têm pequena influência no resultado.

O dimensionamento de malhas ortogonais, utilizando os resultados dos modelos esconsos, não aumenta significativamente a armadura necessária. As malhas ortogonais e variáveis são mais econômicas. As malhas oblíquas facilitam o detalhamento e a execução. Essas alternativas devem ser avaliadas no caso de pontes esconsas em vigas múltiplas.

5. Considerações finais

Este trabalho apresenta aspectos do dimensionamento de estruturas laminares de concreto com armaduras esconsas entre si, e oblíquas em relação às direções das solicitações. Os esforços no plano do elemento são duas forças normais, uma força tangencial, dois momentos fletores e um momento volvente. Dois esforços cortantes atuam na direção transversal ao plano do elemento. O modelo de dimensionamento é baseado na teoria da chapa fissurada de concreto armado.

São apresentados exemplos completos de dimensionamento de pontes em laje sem vigas, pontes estruturadas em laje com vigas laterais e pontes em vigas múltiplas, para ângulos de esconsidate de 0° , 15° , 30° e 45° .

As pontes em laje sem vigas laterais indicam que são necessárias armaduras na face superior, especialmente nos casos de maior esconsidate. As regiões dos bordos livres das pontes com 0° , 15° e 30° apresentam os valores máximos das armaduras principais. A armadura máxima da ponte com 45° é verificada no centro da laje.

A esconsidate aumenta significativamente as armaduras secundárias e as armaduras nos cantos obtusos. As tensões no concreto são maiores, em módulo, na chapa inferior e nos cantos obtusos. A utilização de vigas laterais diminui a armadura necessária, mas não altera a localização das máximas armaduras longitudinais. As vigas laterais também reduzem a necessidade de armadura dos cantos obtusos. As armaduras dos cantos agudos e obtusos são semelhantes. As tensões no concreto também são maiores, em módulo, na chapa inferior, porém são observadas na região do meio do vão. A utilização de vigas laterais reduz, significativamente, a massa total de aço e a compressão no concreto.

As maiores armaduras inferiores das lajes das pontes em vigas múltiplas são obtidas na região do meio do vão, entre as vigas principais. As armaduras superiores máximas são obtidas sobre as longarinas, junto aos apoios. As tensões no concreto são mais elevadas no meio do vão, pois a laje é mesa de compressão das longarinas. As lajes de pontes em vigas múltiplas devem ser dimensionadas utilizando-se o modelo de duas chapas proposto por Baumann [5]. A aproximação de Wood, Mills e Armer [3][4] não deve ser adotada, pois não considera os esforços normais presentes nessas lajes.

Tabela 7

Peso total e taxas de aço para as pontes em laje com vigas laterais

γ	Peso total de aço (kg)	Taxas		P/P_{0°
		kg/m^2	kg/m^3	
0°	6648	50	83	1,00
15°	8303	62	104	1,25
30°	12538	94	157	1,89
45°	21271	160	266	3,20

Esta pesquisa mostra que o aumento da esconsidade aumenta as armaduras e as tensões no concreto, e mesmo o efeito de pequenas esconsidades não deve ser desprezado. Quando a tensão admissível no concreto não é atendida, pode-se considerar chapas extremas mais espessas. Essa alternativa, que reduz os braços de alavancas e aumenta as armaduras necessárias, nem sempre é suficiente. Em alguns casos, deve-se aumentar a resistência do concreto ou a espessura da laje.

A proposta de armadura e relação mínimas estende os critérios de malhas ortogonais para armaduras oblíquas, em termos de forças principais. Esses critérios mostram que a esconsidade das malhas oblíquas deve ser limitada.

6. Referências bibliográficas

- [1] FALCONER, B. H. – Theory of the stresses induced in reinforced concrete by applied two-dimensional stress, ACI

- [2] NIELSEN, M. P. – Yield conditions for reinforced concrete shells in the membrane state, Non Classical Shell Problems: IASS Symposium, W. Olszak, ed., North-Holland, Amsterdam, 1964, pp. 1030-1040.
- [3] WOOD, R. H. – The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments, Concrete, The Journal of the Concrete Society, vol. 2, no. 2, 1968, pp. 69-76.
- [4] MILLS, H. B., ARMER, G. S. T., WOOD, R. H. – The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments – Correspondence, Concrete, The Journal of the Concrete Society, vol. 2, no. 8, 1968, pp. 319-320.
- [5] BAUMANN, T. – Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, no. 217, Berlin, 1972, pp. 1-53.
- [6] Comité Euro-International du Béton and Fédération Internationale de la Précontrainte – Bul. d'Information 141:

Tabela 8

Áreas de aço e tensões no concreto nas pontes em vigas multiplas, com $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$

Ponto	$a_{sc,sup,máx} \text{ (cm}^2/\text{m) / } a_{sc,inf,máx} \text{ (cm}^2/\text{m)}$				$a_{sb,sup,máx} \text{ (cm}^2/\text{m) / } a_{sb,inf,máx} \text{ (cm}^2/\text{m)}$			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	3,07/2,02	3,22/1,5	1,58/0,86	0/8,15	4,47/2,52	5/1,74	6,07/0,55	0/0
2	2,84/1,91	5,21/3,6	8,82/5,32	12,87/3,61	2,87/3,86	5,32/5,46	9,2/7,22	13,95/5,53
3	3,07/2,02	3,55/2,56	3,56/3,11	3,56/0	4,47/2,52	4,04/3,6	3,46/4,9	10,53/0,77
4	0/0	0/0	0/0	0/0	3,12/0	1,59/0	0/0	0/0
5	0/0	0/0	0/0	0/0	1,52/0,38	0,03/0	0/0	0/0
6	0/0	0/0	0/0	0/0	3,12/0	1,59/0	0/0	0/0
7	0,57/0	0,56/0	3,27/2,25	7,33/2,73	2,14/0,58	1,77/0,71	4,8/5,41	13,58/6,25
8	0,4/0	1,78/0	5,59/1,95	7,97/5,98	1,94/0,98	3,67/1,34	8,3/4,9	10,77/8,2
9	0,57/0	1,77/0	4,92/1,45	0/0	2,14/0,58	3,22/1,33	6,27/4,26	2,97/4,13
10	0/0	0/0	0/0	0/0	0/3,21	0/3,61	0/7,09	8,49/0
11	0/0	0/0	0/0	0/8,58	0/7,57	0/8,31	0/16,41	0/31,19
12	0/0	0/0	0/0	0/0	0/3,21	0/3,61	0/7,09	8,49/0

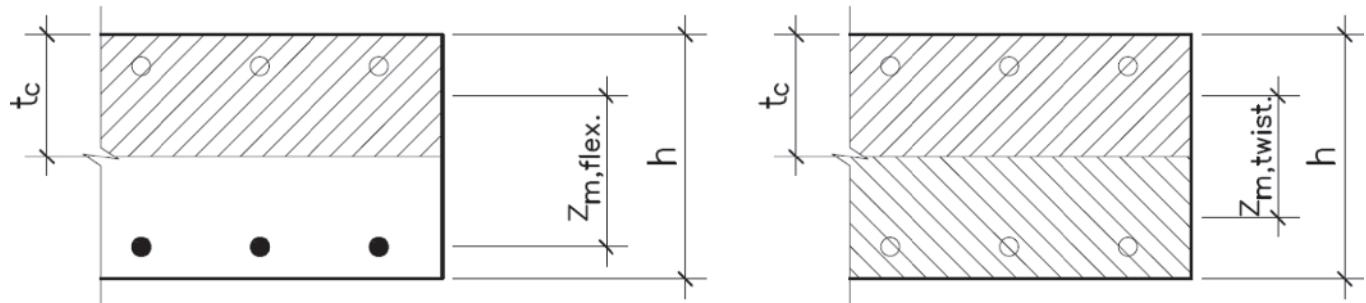
Ponto	$ \sigma_{c\phi,sup} _{máx} \text{ (MPa)}$				$ \sigma_{c\phi,inf} _{máx} \text{ (MPa)}$			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-5,94	-7,29	-10,5	-16,98	-4,46	-6,01	-9,65	-19,36
2	-5,32	-7,05	-11,04	-17	-3,49	-5,06	-7,29	-5,95
3	-5,94	-5,44	-5,05	-7,75	-4,46	-4,24	-4,99	-4,72
4	0	-24,94	-26,57	-23,51	-19,29	-19,77	-21,14	-29,88
5	-15,06	-22,78	-24,71	-28,76	-7,26	-17,14	-18,33	-20,83
6	0	-24,94	-26,57	-23,51	-19,29	-19,77	-21,14	-29,88
7	-2,51	-1,97	-5,97	-12,28	-2,7	-2,42	-5,05	-5,98
8	-1,98	-3,83	-9,53	-13,64	-2,35	-2,5	-5,87	-10,69
9	-2,51	-3,97	-8,31	-3,51	-2,7	-2,96	-5,3	-3,31
10	-24,11	-24,03	-28,17	-19,99	-14,58	-17,54	-22,01	-23,26
11	-23,18	-22,72	-25,56	-20,97	-14,45	-16,54	-22,42	-36,56
12	-24,11	-24,03	-28,17	-19,99	-14,58	-17,54	-22,01	-23,26

Tabela 9

Áreas de aço e tensões no concreto nas pontes em vigas multiplas, com parâmetros MC 90

Ponto	$a_{s\alpha,sup,máx} \text{ (cm}^2/\text{m)} / a_{s\alpha,inf,máx} \text{ (cm}^2/\text{m)}$				$a_{s\beta,sup,máx} \text{ (cm}^2/\text{m)} / a_{s\beta,inf,máx} \text{ (cm}^2/\text{m)}$			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	3,36/1,73	3,72/1,3	2,16/0,33	0/15,02	4,88/2,11	5,72/1,28	7,32/0	0/0
2	3,16/1,59	5,74/3,08	9,74/4,4	14,69/1,78	2,96/3,82	5,54/5,29	9,71/6,77	15,31/4,17
3	3,36/1,73	3,85/2,26	3,85/2,82	6,33/0	4,88/2,11	4,21/3,43	3,38/4,97	13,42/0,64
4	0/0	0/0	0/0	0/0	3,91/0,41	2,44/0	0/0	0/0
5	0/0	0/0	0/0	0/0	1,98/0	0,57/0	0/0	0/0
6	0/0	0/0	0/0	0/0	3,91/0,41	2,44/0	0/0	0/0
7	1,19/0	1,61/0	5,32/3,75	6,94/2,71	2,59/0,96	2,53/0,97	6,3/6,78	14,87/6,66
8	1,08/0	2,92/0	8,05/3,02	10,72/7,34	2,46/1,21	4,51/2,05	10,11/5,95	12,95/9,6
9	1,19/0	2,82/0	7,11/2,25	0/0	2,59/0,96	3,92/2,09	7,76/5,08	3,5/4,96
10	0/0	0/0	0/0	0/0	0/4,11	0/4,71	0/9,92	10,75/0
11	0/0	0/0	0/0	0/18,67	0/9,56	0/10,74	0/23,84	0/40,46
12	0/0	0/0	0/0	0/0	0/4,11	0/4,71	0/9,92	10,75/0

Ponto	$ \sigma_{c\phi,sup} _{máx} \text{ (MPa)}$				$ \sigma_{c\phi,inf} _{máx} \text{ (MPa)}$			
	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$	$\gamma = 0^\circ$	$\gamma = 15^\circ$	$\gamma = 30^\circ$	$\gamma = 45^\circ$
1	-3,32	-4,04	-5,77	-8,68	-2,11	-2,9	-4,79	-11,02
2	-3,04	-4,01	-6,28	-9,95	-1,55	-2,32	-3,29	-2,02
3	-3,32	-3,02	-2,77	-5,86	-2,11	-2,03	-2,47	-2,74
4	0	-13,39	-14,32	-11,61	-9,71	-9,95	-10,58	-16,26
5	-8,76	-12,3	-13,46	-15,9	-3,46	-8,55	-9,12	-10,12
6	0	-13,39	-14,32	-11,61	-9,71	-9,95	-10,58	-16,26
7	-1,63	-1,56	-4,21	-6,51	-1,53	-1,47	-3,63	-3,13
8	-1,41	-2,62	-6,37	-8,78	-1,44	-1,59	-3,79	-6,49
9	-1,63	-2,59	-5,5	-1,93	-1,53	-1,65	-3,31	-1,82
10	-13,04	-13	-15,28	-10,41	-7,29	-8,76	-11,52	-12,66
11	-12,67	-12,39	-13,93	-11,54	-7,21	-8,32	-12,93	-25,42
12	-13,04	-13	-15,28	-10,41	-7,29	-8,76	-11,52	-12,66

**Figura 16**

Espessura das chapas e braços de alavanca considerados

Tabela 10

Peso total e taxas de aço para as pontes em vigas múltiplas

γ	Peso total de aço (kg)	Taxas		P/P_0
		kg/m ²	kg/m ³	
0°	8985	19	85	1,00
15°	11478	25	108	1,28
30°	21345	46	201	2,38
45°	51592	112	487	5,74

CEB/FIP manual on bending and compression, Construction Press, London, 1982.

- [7] MITCHELL, D., COLLINS, M. P. – Diagonal compression field theory – A rational model for structural concrete in pure torsion, ACI Journal, vol. 71(8), 1974, pp. 396-408.
- [8] SCHULZ, M. – Design of reinforced concrete plates and shells, Proceedings of the Conference on Structural Analysis and Design of Nuclear Power Plants, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1984, pp. 115-127.
- [9] VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P. – The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, vol. 83(2), pp. 219-231.
- [10] POLAK, M. A., VECCHIO, F. J. – Nonlinear analysis of reinforced concrete shells" Publication No. 93-03, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto, 1993.
- [11] SCHULZ, M. – Verificação geral de peças de concreto armado baseado no modelo da chapa fissurada, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.
- [12] SCHULZ, M., SANTISI D'AVILA, M. P. – Analysis of Reinforced Concrete Shells with Transverse Shear Forces, ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 136, no. 7, 2010, pp. 837-848.
- [13] SCHULZ, M., OLIVEIRA, E. – Design procedure for plane elements with skew reinforcement, IABSE Symposium Report, Venice, 2010, pp. 46-53 (8).
- [14] EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- [15] ROBINSON, J. R., DEMORIEUX, J. M. – Essais de traction-compression sur modèles d'âme de poutre en béton armé (Compte rendu partiel II), Institut de Recherches Appliquées du Béton Armé, Paris, 1972.
- [16] LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. – Construções de concreto – vol. 2: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado, tradução: V. L. E. Merino, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
- [17] EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing, CEN, EN 1992-2, Brussels, 2005.
- [18] BERTAGNOLI, G., GIORDANO, L., MANCINI, S – Design and optimization of skew reinforcement in concrete shells, Structural Concrete, vol. 13/4, 2012, pp. 248-258.
- [19] ABNT – NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- [20] ROCHA, B. F. – Dimensionamento de lajes de pontes com armadura esconsa baseado no modelo da chapa fissurada, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, 2015.
- [21] MARTI, P. – Design of concrete slabs for transverse shear, ACI Structural Journal, vol. 87(2), 1990, pp. 180-190.
- [22] CSI Computers & Structures - SAP 2000 Basic Analysis Reference Manual, Berkeley, 2009.
- [23] ABNT – NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- [24] ABNT – NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

Intumescence paint as fire protection coating

Tinta intumescente como revestimento de proteção ao fogo

R. B. R.S. OLIVEIRA ^a
rodrigo_brs@ yahoo.com.br

A. L. MORENO JUNIOR ^a
almoreno@fec.unicamp.br

L. C. M. VIEIRA ^a
vieira@fec.unicamp.br

Abstract

This paper is a compendium on intumescence paint and its main features regarding chemical composition, thermophysical properties and performance as a fire-retardant material. Some of the main technical publications and lines of research on the subject are presented herein. The purpose of this paper is to show the current stage of the technical research being conducted on the topic and enable a better understanding of this fire-retardant material.

Keywords: coatings, intumescence, fire-retardant material.

Resumo

O presente trabalho é um compêndio sobre tintas intumescentes, apresentando as principais características a respeito de sua composição química, propriedades termo físicas e desempenho como material de proteção contra incêndio. São apresentadas algumas das principais publicações técnicas e linhas de pesquisas sobre a intumescência. Objetiva-se, assim, elucidar o atual estágio técnico de pesquisas e possibilitar uma melhor compreensão sobre este material de proteção contra incêndio.

Palavras-chave: tintas, intumescência, materiais de proteção à incêndio.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brasil.

Received: 06 Jun 2015 • Accepted: 31 Mar 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

Thermal protection materials are designed to slow the process of combustion heat transfer to the structural element, delaying the effect of temperature variation on its resistance. According to their nature, they can compose an insulating barrier, reducing the heat transfer rate to the protected element. There are also protective materials that develop chemical reactions due to rising temperatures. These reactions can absorb some of the energy that would be aimed at the structural component and/or form material with insulating features.

Heat transfer occurs by physical means via conduction (static means) and convection (moving means). When it does not take place by physical means, heat transfer occurs by radiation, where energy is transferred by electromagnetic waves. A fire protection material can act as a physical barrier, reducing the energy transfer rate. As an example, there are insulating materials such as masonry. Another possibility is the use of a material that, when exposed to high temperatures, undergoes chemical reactions that absorb a significant portion of the energy that would be aimed directly at the structure and/or lead to forming a new thermal protection interface. For example, there is plaster, which due to its ability to maintain and chemically release water, is used as a fire protection material. When heated, the existing chemical bonds in the hydrated plaster begin to break, releasing hydration water. This reaction absorbs energy from the fire that would be conducted to the structural element, thereby forming a thermal barrier. Through this layer, the protected material remains at a constant temperature around 100°C. As for intumescent paint, protection materials discussed in this paper, they are chemical compounds which, when subjected to elevated temperatures, undergo various reactions that form a charred foam with high insulation performance.

The advantages of this protection are:

- 1) They present many of the desirable features of traditional decorative paint as different colors, good surface finish and durability;
- 2) They do not take up space and load increase is insignificant from a structural point of view;
- 3) Although they demand experience and strict quality control, their application is simple and does not require attachment to the structure, in addition to easy maintenance properties;
- 4) They can be used in the protection of structural connecting areas;
- 5) They do not modify the intrinsic properties of the substrate (as mechanical features). Therefore, they can be applied to existing structures without loss/modification of structural capacity.

In Brazil, the study of structures under fire conditions is relatively recent. The first studies in the area date back to no more than twenty years, for example, Melhado [1], addressing the grounds of the behavior of steel structures under fire conditions and presenting protection criteria. Silva [2] presents the study of the behavior of steel structures exposed to high temperatures. Also are presented expressions and temperature-time curves of the hot gases involving the flames, as well as the influence of ventilation, fire load and cross section geometry when determining the temperature of metallic elements. Safety criteria of the Brazilian and European standards are compared for the status of structures under fire con-

ditions and considerations are presented on the simplified design of structural elements.

Among several important studies in the area can be mentioned: Abreu and Fakury [3], with the evaluation of temperature rise in steel profiles, developing a program for determining the temperature of structural elements with and without protection; Fakury [4], whose objective is to promote and illustrate the use of NBR 14323: Design of Steel Structures and Composite Steel and Concrete Structures in Buildings under fire conditions, with calculation methods and aspects regarding steel properties under fire conditions, the combinations of actions, protection of steel structures, temperature rise and critical temperature; Martins [5], with the determination of the critical temperature of bars subjected to normal compression forces and beams without the possibility of buckling laterally or locally and comparison of the resulting resistance when sizing a structure at room temperature and under fire conditions; Lopes Ribeiro [6], assessing the accuracy of regulatory procedures for assessing the distribution of active temperatures in the cross section of structural elements under fire conditions, proposing a computational algorithm for the transient and non-linear thermal analysis of two-dimensional and three-dimensional models.

However, few Brazilian studies are specifically dedicated to the assessment of thermal protection materials for structural elements. With this approach, one can mention Guimarães [7], whose study presents methods available for sizing the coating material of steel structures under fire conditions, and Andrade [8], whose study presents thermal protection materials used in metal buildings and their influence on architectural projects.

Thus, it's noteworthy a lack of Brazilian publications evaluating the nature and performance of specific materials for fire protection. Therefore, the focus and interest of this article is to present the main aspects of intumescent paint as a structural coating, bringing to light the current status of world research on the subject, addressing its chemical composition, performance and thermophysical behavior.

2. Chemical composition

In the field of structure engineering, intumescent paint is usually associated as protection material for steel structure under fire conditions, delaying the loss of strength of structural elements. However, intumescent compounds are employed also in the protection of flammable materials and even plastic.

Regardless of their area of use, intumescent compounds basically have the same chemical composition. According to Troitzsch [9], intumescence is obtained by the following components:

- **acid source:** usually, it is the salt of a non-volatile inorganic acid, such as boric, sulfuric or phosphoric acid. The most used are the salts of phosphoric acid, such as ammonium phosphate and ammonium polyphosphate, which release their acid at temperatures above 150°C. The resulting acid initiates the first of a series of chemical reactions, beginning with dehydration of carbonaceous compounds and their subsequent charring.

- **carbonaceous compound:** it is a compound with many hydroxyl radicals (-OH) that dehydrates when subjected to etching through a reaction of esterification and carbonized. Frequently used com-

pounds are pentaerythritol, amide, and urea-formaldehyde or phenolic resins.

- **foaming compounds:** for this purpose, compounds such as chlorinated paraffin, melamine or guanidine are used. Under the influence of heat, they release large quantities of non-flammable gases such as hydrogen chloride (HCl), ammonia gas (NH_3) and carbon dioxide (CO_2), generating a foam with an aspect of carbonized material on the substrate. Decomposition products of these materials (e.g., chlorinated paraffin residues) often contribute to further carbonization of the carbonaceous compound.

- **binding resins:** responsible for involving the gases, preventing their dispersal. They must not harden. Instead, for better performance, they must have thermoplastic characteristics. An example of highly recommended materials are chlorine-based rubbers, which soften and melt when exposed to high temperatures and, simultaneously, aid the expansive agent forming HCl, besides contributing to carbonization.

Camino et al [10] cites a 1948 American patent record to present chemical composition of an intumescent compound. According to the record, in the formulation of intumescence, the carbonaceous compound is the source of carbon to form carbonized foaming that involves the gases. Vandersall apud Camino et al [10] classified the chemical components of the intumescent systems into four categories:

1. Inorganic acid, free or originated due to the rise in temperature to 100 - 250°C;

2. Polyhydric compound rich in carbon;

3. Organic amine or amide;

4. Halogen compound (usually formed by fluorine or chlorine).

Some of the components shown in Table 1 act in more than one of the above groups and thus perform more than a single function in intumescence. However, the combination of any four elements that meet the conditions listed above is no guarantee that the intumescent behavior will be developed by the mixture.

For intumescence to develop, a series of chemical and physical processes must occur in the proper sequence, as the temperature is raised. The carbonaceous compound should not decompose or volatilize before the acid is available to dehydrate it. Also, gases responsible for foaming must be developed through small bubbles dispersed in the carbonized mass, resulting in an aerated compound. This process requires a suitable gas development rate and viscosity of the formed mass. The viscosity of any fluid comes from its internal friction, which originates from the attractive forces between relatively close molecules. Thus, the smaller the intermolecular forces, the lower the viscosity. If the formed mass has low viscosity, the gases will escape, resulting in a poor foam whose surface is filled with breaks. However, if the viscosity is too high, the intumescence does not develop.

Table 1

Examples of materials that meet the formulation of intumescence

(Source: Vandersall apud Camino et al (10))

1. Source of inorganic acids	2. Polyhydric compounds
A. Acids	Amide
Phosphoric	Dextrin
Sulfuric	Sorbitol
Boric	Pentaerythritol
B. Ammonium salts	Phenol-formaldehyde resins
Phosphates, polyphosphates	Methylol melamine
Sulphates	
Halides	
C. Phosphates amine / amide	3. Amines/amides
Urea	Urea
Product of ammonium and phosphate reaction	Urea-formaldehyde resins
Melamine	Polyamides
D. Phosphorus organic compounds	4. Halogenated compounds
Tricresyl phosphate	Chlorinated paraffins
Alkyl phosphates	Tetrachloro phthalic resins
Haloalkyl phosphates	

In general, carbonized foam has gas bubbles with diameters between 20 and 50 micrometers and wall thickness from 6 to 8 micrometers. Sometimes inert fine aggregates are added, such as titanium dioxide and silica, to allow greater control over the size of the bubbles formed. Other elements are added to intumescent compounds to increase their mechanical and thermal performance. For example, the addition of vitrification agents, such as borates and mineral fibers, increases resistance to physical impact from air currents during fire.

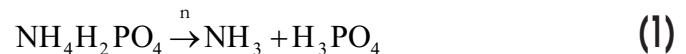
Despite the high amount of materials shown in Table 1 for the formulation of intumescent compounds, only a few are used in practice and, in general, they were empirically chosen. The compounds usually employed, as cited by Camino et al [10] coincide with those presented by Troitzsch [9]. For inorganic acid, with a high boiling point and reduced oxidation, typically phosphoric acid is used, in the form of ammonium salts. For protective coatings, ammonium polyphosphates are the most widely used as they are poorly soluble in water, interesting feature for a material that, depending on the application, may be exposed to weathering. Pentaerythritol and their oligomers are the traditional polyhydric compounds. Chlorinated paraffin is the most widely used halogen compound. However, there is a tendency to avoid the use of halogens in the formulation of intumescent materials due to its dark and potentially toxic and corrosive fumes. Camino et al [10] also suggests the hypothesis that the role of these compounds in intumescence, forming gases which will inflate the carbonized foam, is mainly performed by other gases originated from other components of the intumescent system.

3. Chemical reactions of intumescent systems

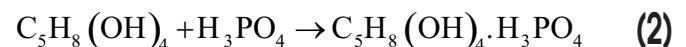
As previously mentioned, in intumescent systems, in general, carbonization occurs by the interaction between the inorganic acid and a polyhydric compound. Cellulose is the polyhydric compound whose carbonization reaction by inorganic acids have been most studied, since it is the most abundant naturally available organic material and also for being a major fuel source for fire. These studies provided information on the acidic dehydration mechanism, which can be assumed to be comparable to other polyhydric compounds with similar structure to cellulose. However, the structure of Pentaerythritol is quite different from cellulose and thus, one can't correlate the carbonization processes.

Vandersall apud Camino et al [10] reports that, with a gradual increase in temperature, dipentaerythritol – ammonium polyphosphates – soften and melt at 215°C, staying with clear aspect to 238°C, when gas development starts. Then the mass darkens and hardens at 360°C. Therefore, the following sequence is suggested:

1. Phosphate breakdown at 215°C;
 2. Subsequent esterification of alcohol, forming water;
 3. Solidification of phosphorus-carbon carbonized foam at 360°C.
- Next, the chemical reactions according to Troitzsch [9] are presented, for the intumescent mechanism of ammonium dihydrogen phosphate, Pentaerythritol and chlorinated paraffin. The first step takes place at temperatures between 150 and 215°C – decomposition of the inorganic salt producing ammonia gas and phosphoric acid, according to Equation 1.



At a slightly higher temperature, the acid formed reacts with the carbonaceous compound, esterifying the polyhydric compound. This reaction is shown in Equation 2 and may be catalyzed by amines and amides.



With temperatures ranging from those presented in the first step and during esterification, the binder partially melts.

Between 280 and 350°C phosphoric ester breaks down, according to Equation 3 - the mixture melts and bonds are broken, forming acid, water and carbon residue.



At the same time the reaction occurs in Equation 4, where the compound responsible for providing gases that will inflate the mixture decomposes, releasing gases (such as hydrogen chloride or hydrochloric acid) inflating the melted mass.



The binder resin, softened, forms a thin layer on the mixture, preventing the gases from dissipating. As temperature is elevated, the viscosity of the foam increases. Because of crosslinking and carbonization, the formed foam solidifies, forming a highly porous material. At temperatures above 600°C occurs thermal decomposition and/or oxidation of the carbonized mass.

When compared to the original thickness, the intumescent layer is about 50 to 100 times larger, forming a thermal barrier that protects the substrate from heat influence and decomposing.

4. Intumescent paint

In general, there are two types of coatings that play a role in fire protection: flame retardants and intumescent paint. Flame retardant paint helps to control the spread of the fire to a small region or even reduce its spread. However, this type of paint does not provide protection against fire to the substrate where it is applied. It is usually intended for protection of structures or components of ships and boats.

As for intumescent paint, it is generally used for protection of wood and steel structures, as well as fabrics and plastic substrates. To its chemical composition, described above, dyes are added and/or other components to increase its mechanical and chemical resistance. One aspect to be evaluated in intumescent paint is its relative solubility in water. If used on surfaces susceptible to contact with water or moist environments, the performance of substrate protection is reduced due to possible leaching of the compounds responsible for intumescence. One solution is the adoption of a waterproof coating over the intumescent paint. According to Troitzsch [9], formulations with ammonium polyphosphate or melamine phosphate perform better regarding water resistance.

Sometimes, the intumescent coating is reinforced with epoxy resins with mixtures of boric acid or borates, glass and lime. During combustion, the epoxy resin is attached to the hydroxyl radicals

contained in the glass; this results in an inflated foam with high mechanical strength.

In metallic structures, the interaction of intumescence paint with underlying primer is also very important, although few publications are aimed at the subject. Primer ensures good adhesion between the metal substrate and the paint, and provides increased corrosion resistance. Ullah et al apud Norgaard et al [11] conducted studies with metal profiles with zinc-based primer, protected by intumescence paint comprised of expandable graphite, ammonium polyphosphate, melamine, boric acid, bisphenol-A epoxy resin and solidifying polyimide. The effects of varying the chemical formulation of the paint in the steel-primer-paint system were analyzed by a scanning electron microscopy before and after heating the assembly in an oven at 500°C. The studies have shown that the composition of best performance had weight percentages of 25% ammonium polyphosphate and 15% boric acid. According to the European guideline for testing intumescence paint - ETAG 018 - the importance of primer is emphasized: when an intumescence paint is approved, which primers can be employed with the coating must be specified. Additionally, correlations are proposed between the tests conducted in the primer-intumescence system, primer's thickness and the presence of gas (oxygen) during intumescence. The reason for this assessment is that oxygen concentration near the primer, whose performance is related to the thickness of the film to which it was applied, may vary due to carbonized foam formed by the intumescence paint.

The expected performance for a metallic component exposed to fire is to be able to remain structurally functional for a certain period of time. According to the US standard AISC (American Institute of Steel Construction) - Design Guide 19, it is possible to reasonably predict the temperature limit at which will occur the structural collapse. According to test results, while no cross section along the metallic element has temperatures above 1000°F (538°C), it can be observed that this section remains capable of being subjected to external loadings. Also according to tests, another temperature limit was observed: 1200°F (649°C) anywhere on the bar - when there is a 50% loss of strength. It is assumed, therefore, that these temperatures are limits for heat transfer analysis and represent a load capacity criterion for testing with protective material in metallic structures. The standard ASTM (American Society for Testing and Materials) E-119 regulates the procedures for tests with loadings. For this type of assessment, the maximum design load or a percentage (payload) is used. Therefore, protection is assessed as acceptable if the column supports the loading imposed during a regulated period, and temperature is elevated according to standardized rates.

It is common to distinguish between intumescence paint for the protection of elements subjected to hydrocarbon and cellulosic fire. For each fire situation, the temperature rise rate changes. Conventionally, standard fire is adopted as a model of fire designed for experimental analyzes of structures or protection materials, where it is assumed that gas temperature in the compartment complies with standard curves. These standard curves show as similarity only the ascending branch, with temperature increasing over time, regardless of the influence of the fire load, the degree of ventilation and thermal properties of partitioning materials. The best known curves describe the fire whose combustible material is comprised

of cellulosic materials. Hydrocarbon curves have a temperature rise rate higher than cellulosic.

The performance of intumescence paint is evaluated based on numerous and costly standardized tests. A study aiming to predict the performance of coatings subjected to hydrocarbon fire was conducted by Jimenez et al [12], correlating the results of tests performed in laboratory with the results of standard tests. It was verified that a key parameter was the mechanical compressive strength of the intumescence compound after being exposed to 500°C at a temperature elevation rate of 10°C/min. In Reshetnikov et al [13] several methods for measuring the mechanical strength of intumescence paint are described. One of the proposed methods is to obtain the minimum strength necessary to destroy the intumescence compound, inserting a rod through the sample heated to temperatures exceeding 1200°C.

In special cases that may come up during a fire, coatings for cellulosic fires may be exposed to higher rates of temperature rise. For example, if the intumescence compound is found at elevated temperatures and is damaged by objects detached from the building or even projected towards the coated element, as a result of fire. The residual underlying layer, not yet inflated, is instantaneously exposed to a much higher temperature rise rate. Tests carried out by Noorgard et al [14], assessed the performance of the strength of the intumescence compound and expansion properties (degree of expansion and loss of mass) of intumescence paint for cellulosic fire subjected to elevated temperature rise rates. Initially, it was expected that the energy required to break the intumescence paint would be greater for thinner samples, which was not confirmed in the tests.

5. Thermophysical properties of intumescence paint

In the literature, there are different models to treat intumescence behavior as a problem of heat transfer. There are models that describe intumescence and the formation of carbonaceous foam based on thermal degradation kinetic modeling, considering chemical reactions that have occurred, transportation and thermal phenomena. Given the complexity of thermal decomposition of the compounds responsible for intumescence, the existing models are based on certain simplifications, such as consideration of a one-dimensional model of heat transfer, thermal properties independent of temperature and space, and the incidence of constant heat flux, where heat losses by radiation and convection are ignored. In general, it is also considered that the intumescence thermochemical processes occur without release or absorption of heat.

In a study developed for NASA - National Aeronautics and Space Administration - Clark et al [15] proposed an analytical model for intumescence paint focused on the protection of metal storage tanks for kerosene-based fuels. The chemical research division of NASA was one of the pioneers in the development of intumescence paint and rigid and semi-rigid foams used as thermal protection systems. During the study two ways were considered for use of the intumescence paint assessed: direct application or over an intermediate inert insulating layer bonded to the metal substrate. The objective of this study was to develop analytical mechanisms for studying and predicting the paint thermodynamic response when exposed

to fire conditions, thus obtaining the combination of paint and insulation (if used) thicknesses that would result in better thermal protection performance. The analysis was performed in three steps, as shown in Figure 1:

1. Set thermal conditions:

- a. Paint temperature, pressure and chemical composition;
- b. Heat and mass transfer coefficient;
- c. Heat flow by radiation;

2. Calculate a solution matrix for the volume control surface conditions that satisfy, simultaneously, mass balance and chemical equilibrium constraints;

3. Determine the material mass and energy balance equations using the solutions obtained above and the energy balance of the volume control surface.

Adopting the same symbology, Clark et al [15] proposes that the first stage of the analysis is based on mass balance. Thus, a link can be established between mass flow by total diffusion (j_{k_w}), normal density and convective speed for the paint control surface (($\rho.v$)_w) and the total mass fraction of the paint surface (k_{k_w}), with mass flow rates of carbonized (m_c) and pyrolysis gases (m_g) and mass fraction burnt (k_{k_e}) and gases released into intumescence (k_{k_g}), according to the equation below.

$$j_{k_w} + (\rho.v)_w \cdot k_{k_w} = m_g \cdot k_{k_g} + m_c \cdot k_{k_e} \quad (5)$$

The mass flow rate by diffusion through the paint surface is explained by paint density (ρ_e), gas speed across its surface (u_e), Stanton

number for mass transfer (c_M) and the difference between the mass fraction on the surface (k_{k_w}) and external to the paint (k_{k_e}).

$$j_{k_w} = \rho_e \cdot u_e \cdot c_M (k_{k_w} - k_{k_e}) \quad (6)$$

Combining the two equations above and normalizing them with the mass transfer coefficient, the result is:

$$(k_{k_w} - k_{k_e}) + \frac{(\rho.v)_w}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M} \cdot k_{k_w} = B'_g \cdot k_{k_g} + B'_c \cdot k_{k_e} \quad (7)$$

Where:

$$B'_g = \frac{m_g}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M}; B'_c = \frac{m_c}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M} \quad (8)$$

The surface mass balance is obtained by the system:

$$(\rho.v)_w = m_g + m_c \quad (9)$$

That can be linearized to obtain:

$$B' = \frac{(\rho.v)_w}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M} = B'_g + B'_c \quad (10)$$

According to Clark et al [15] the first step of the calculation process – setting thermal conditions – provides the mass fraction on the

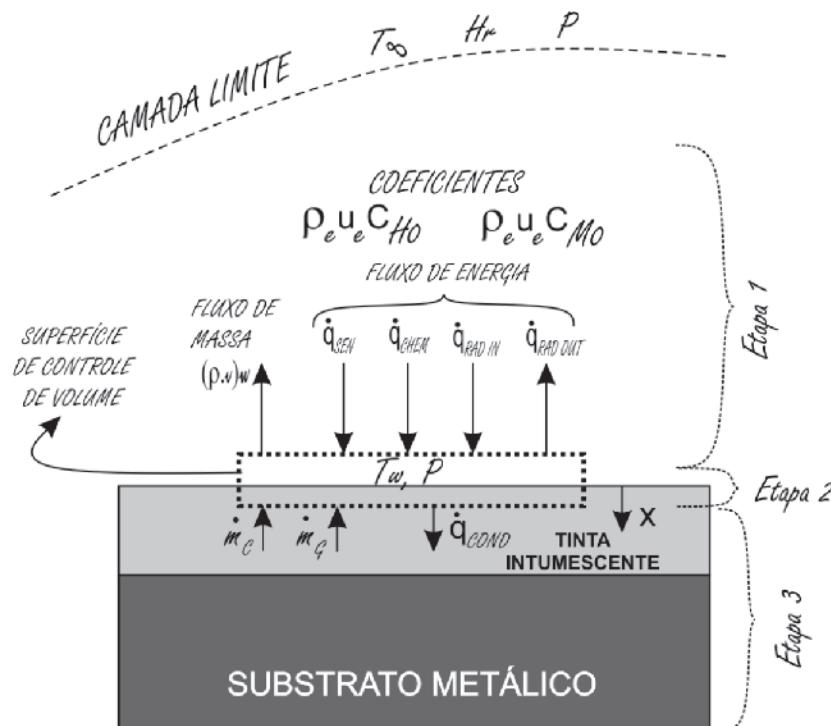


Figure 1

Scheme of the procedure adopted to predict the electrochemical behavior of coating
(Source: Adapted of Clark et al (15))

external surface of the paint, (k_{ke}), and the static pressure. If B'_g and B'_c are specified and thermochemical data from all possible compositions are available, the above equations can be solved, in conjunction with balance equations of the law of mass action, allowing to obtain the mass fraction (k_{kw}) and all thermodynamic properties of the mixture for the gas adjacent to the surface. With this done for a range of values B'_g and B'_c , the second step is complete. The result is a solution matrix for surface conditions, which will be used in the last step of the calculation.

Thermodynamic characteristics intrinsic of intumescence paint were assumed by the average of the properties for pure and totally carbonized matter. Models of intumescence paint with different thicknesses were assessed, in addition to models with intermediate inert insulating layer of variable thickness. Performance of the relation intumescence paint and insulation layer is given in terms of the time required for the metal substrate to reach a certain temperature, so that this relation is considered as optimum for the longest period obtained.

Assessing the results shown by Clark et al [15] it is possible to notice that by exposing a 1.52 millimeter steel plate without any thermal protection to a heat flux of 17.03 W/cm^2 ($15 \text{ Btu/ft}^2 \cdot \text{sec}$), the

temperature on the opposite side to the incidence of heat will reach 1250°C in 30 seconds. For the same conditions, applying a layer of 1.02 mm from the assessed intumescence paint, this time increases to two minutes. There were no major conclusions regarding the determination of the best ratio between the thicknesses of insulator and paint, since it varies depending on heat flux and temperature limit of the metal substrate. However, as expected, it is evident that the use of an intermediate inert insulating layer further increases the performance of thermal protection.

Anderson et al [16] also proposes a mathematical model to describe the several physical processes of an intumescence system considering mass and energy control. The process of expansion during intumescence is depicted based on loss of mass. Experimental data were obtained by thermogravimetric analysis - measuring the loss in mass according to the evolution of the temperature - and differential scanning calorimetry - assessing the energy needed to maintain the thermal equilibrium of the sample analyzed in relation to a given reference. Chemical composition of the paint used in the tests was proposed by the US Navy, whose interest in intumescence paint was drawn after two major fires that occurred in aircraft carriers (USS Forrestal in July 1967 and USS Enterprise in January 1969) victimizing about 150 people and with a total loss of more than US\$130 million. It was proposed the one-dimensional thermodynamic model presented in figure [2]. At time $t=0$, the paint is in its pure composition, initial. At time t_1 , heat leads to intumescence the system, which is expanded and partly carbonized. Eventually, as heat is applied for enough time, all paint will be carbonized. Again, maintaining the nomenclature used by Anderson et al [16], by applying conservation of mass and energy to the differential volume control, results in the equations below.

$$\frac{dp}{dt} + p \frac{\delta v}{\delta x} = -\Gamma_g \quad (11)$$

$$\rho \cdot C_p \frac{dT}{dt} = \frac{\delta}{\delta x} k \frac{\delta T}{\delta x} - (h_g - h) \quad (12)$$

$$\Gamma_g - v \cdot \rho \cdot C_p \frac{dT}{dx} - \rho \cdot q_{chem}$$

Density of the material is expressed by ρ . As the paint expands by intumescence, total mass decreases due to formation/release of gases (Γ_g). These gases trapped in the melted material, are responsible for the expansion of the material that occurs with velocity v . In Equation 12, T is the temperature, k is the thermal conductivity, C_p is the specific heat, h and h_g are the specific enthalpies of the solid and gas, and q_{chem} is the heat rate per mass unit generated by the chemical reactions. Analogously to Clark et al [15], it is proposed the relationship between mass loss (where the original mass m_0 is the final mass m_c - or carbonized - and is the mass at the assessed instant m) and expansion (expressed by current expansion factor E_f relative to the maximum $(E_f)_{max}$) in equation 13.

$$E_f = 1 + [(E_f)_{max} - 1] \cdot \left[\frac{m_0 - m}{m_0 - m_c} \right]^n \quad (13)$$

The exponent n of the above equation describes the dependence

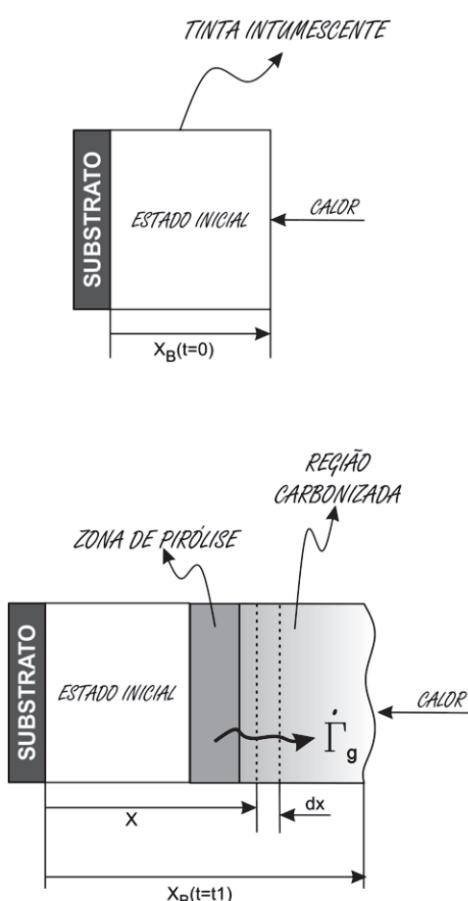


Figure 2
Representation of the one-directional model
(Source: Adapted of Anderson et al (16))

of the expansion factor with the initial mass change. If the expansion starts quickly during the gas release stage, which means that small changes in initial mass result in significant expansion, the value of exponent n is between 0 and 1 - the expansion rate is close to the maximum rate. If expansion occurs after most of the gas release stage has elapsed, the factor is greater than 1. If n is equal to 1, there is a direct relation between the production of gas and expansion.

Anderson et al [16] also proposes that the velocity v of a particle can be expressed by differentiating the expression that shows the movement of the particle, in terms of its initial coordinate. Equation 14, wherein y is the expansion coordinate (or intumescence) of the moving particle, shows that the velocity at a location x depends on the cumulative effect of what occurs inside the point.

$$v(x, t) = \frac{dy}{dt} = \int_0^x \frac{-n}{m_0 - m} [E_f(m) - 1] \frac{dm}{dt} dt \quad (14)$$

The boundary condition external to the system is that heat flow is continuous at $x = x_\beta$, from which the surface temperature can be determined. The boundary condition at the interface of paint with the substrate is also that heat flow is continuous. However, due to the high value of thermal conductivity of the substrate under consideration (steel) and assumed small thickness of the order of 1 to 2 millimeters, it is assumed that there is no temperature gradient through the substrate thickness. This condition allows to determine the temperature of the substrate, which is also the temperature at the interface with the paint.

Thus, the analytical model proposed by Anderson et al [16] for intumescent paint includes mass change and expansion of the paint by relating them to the temperature rise of the metal substrate. For numerical solution of the differential equations proposed, the paint was divided into increments (zones). Being the model one-dimensional, each increment can be approximated to a point, simplifying the overall solution. Evaluating the results, it is possible to note that, despite the simplifications, the model is quite reasonable and the substrate temperature-time relation varies depending on the heat flux applied to the surface of the paint, its chemical composition and the physical characteristics developed during the intumescence process.

According to the one-dimensional model proposed by Buckmaster et al [17] apud Deogon et al [18], when heat is applied to a surface protected with intumescent paint, it is assumed that no reactions occur until the critical temperature is reached. Subsequently, an infinitesimal layer, on which intumescence develops, moves along the thickness of the paint. The temperature in this thin layer remains constantly equal to the critical temperature. In the region where this layer has passed, temperature is greater than critical and the remaining portion presents temperature lower than critical. The behavior of the intumescent paint, when exposed to high temperature, can be divided into three stages:

1. The temperature of the outer surface of the paint is elevated from the initial temperature to the critical temperature. The thermal parameters involved in this phase are characteristic of intumescent paint.
2. The infinitesimal layer with constant temperature equal to critical, moves along the thickness of the paint to the substrate. Thus, this

stage ends when the layer reaches the substrate. The thermal parameters of this period are dependent on the thermal characteristics of the paint and the carbonized foam developed, with a jump of these properties in the infinitesimal layer.

3. Thermal parameters are continuous, but now depicting the features of intumescent foam.

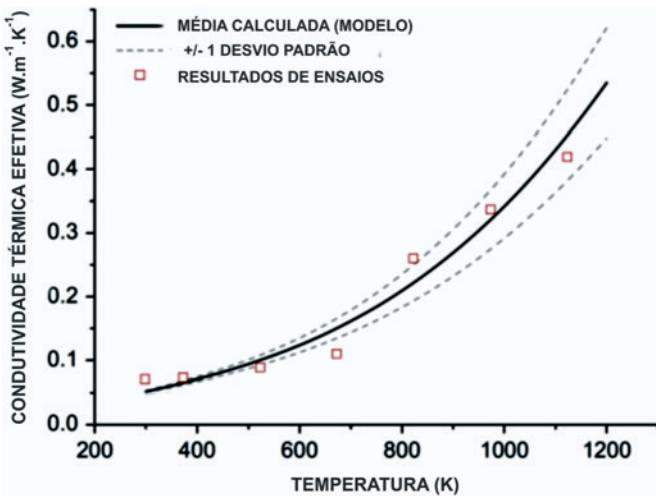
Buckmaster et al [17] differs from previous studies by the way intumescence is addressed. According to the author, heating the paint in a controlled manner in an oven, it is possible to note a significant loss of mass only from a particular (and relatively high) temperature. Until this temperature is reached, the mass remains relatively constant. Thus, since the previous models propose direct correlation with mass loss, intumescence would occur only from a considerable temperature range. As shown above, the proposed model assumes that intumescence develops throughout the paint layer. As an advantage, in addition to consistent results with experimental data, it eliminates adopting the most difficult part to characterize the problem - the intumescence process. Another important conclusion of this study is that intumescence is an endothermic process, in other words, it absorbs system energy. Although, in general, this feature is neglected, protection provided by intumescent paint increases considerably.

Staggs [19] proposes to estimate, through numerical simulations, the thermal conductivity of intumescent paint. His study aims to use highly segmented images, monochromatic, from an intumescent section to build a finite element model. The fact that a flat image is used to estimate inherently three-dimensional features requires the adoption of assumptions regarding the 3D structure. For example, it is assumed that the porosity in the flat image, defined as the ratio of the empty area by the total area, is equal to the spatial porosity.

The proposed finite element model consists of square elements, where an element corresponds to a pixel of the digital image. The image, originally in gray scale, is segmented in black and white. Each pixel is classified as solid or empty, according to their color (black are solid and white are empty). Thus, the intumescent macrostructure is portrayed very realistically. For each element, a thermal conductivity is assigned, according to the colors. Pixels corresponding to empty receive thermal conductivity from the air. Tests using the hot plate method were used to estimate thermal conductivity of the solid elements (intumescent portion). However, thermal conductivity of an element that is not empty is more complex. It is noted that macro porosity corresponds to only one third of the total porosity. Thus, micro porosity should be included in the thermal conductivity assessment. A sub-model was used to determine thermal conductivity of non-empty elements, by analysis using a transmission electron microscope.

As thermal conductivity of each element is assigned, it is possible to calculate the overall thermal conductivity of the two-dimensional model. Imposing constant temperature boundary conditions at the top and bottom of the paint layer and adiabatic conditions in the other layers, the temperature is calculated inside the domain and the heat flow of the element mesh. Figure [3] compares the results of the numerical method proposed by Staggs [19] with three samples of intumescent paint tested through the hot plate method to estimate thermal conductivity.

Some aspects should be observed on the proposed model above.

**Figure 3**

Comparison of thermal conductivity between the numerical method, and laboratory tests
(Source: Adapted of Staggs (19))

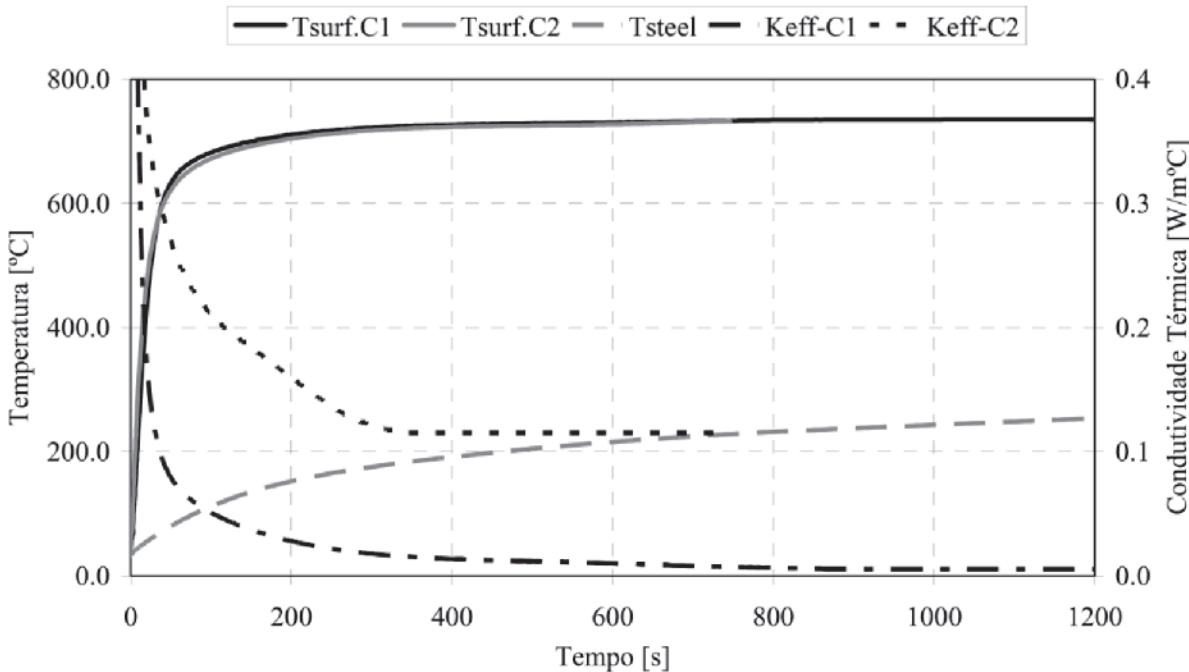
The first relates to the dependence of thermal conductivity with temperature. Staggs [19] elucidates that under high temperatures, radiation through the pores significantly increases the apparent thermal conductivity. For this matter, numerical approximations are proposed based on pore size, depicting additional heat flow by radiation. Another aspect relates to the progress of effective thermal

conductivity throughout the development of intumescence. The results presented depict, with considerable accuracy, the behavior of a completely intumesced section, regardless of their relation with the thermal properties developed during the chemical process.

According to Mesquita et al [20] determining the intumescence material temperatures involves a stage transformation with two or more moving boundaries: initial composition, pasty layer and carbonized layer. It is also stated that the performance of the intumescence protection is directly related to the temperature or time that intumescence starts and the period during which it acts as a thermal barrier. The proposed model analyzes the development of intumescence as a one-dimensional problem, where the heat flux propagates through the paint. It is assumed that the transition from initial state to carbonized occurs in a very thin layer, enabled at a critical temperature. After the heating stage, the surface reaches the transition temperature and protection can be divided into two layers. However, aiming to determine an estimated value of thermal conductivity of the intumescence portion, it is assumed that this is constituted by a single layer of specific mass and constant specific heat.

The boundary condition on the outer surface of the paint determines that the heat flow passing through the intumescence layer is equal to the heat flow from the fire (or the assessed test), except for the heat losses by convection and radiation. As Anderson et al [16], it is considered that there is no temperature gradient in the metal plate assessed, due to low thickness and high diffusivity. Also, it is assumed that the substrate base has adiabatic characteristics, with no heat exchange with the external environment.

Figure [4] shows the numerical result of the effective thermal conductivity, assuming the same experimental test conditions

**Figure 4**

Thermal conductivity according to the numerical model proposed by Mesquita et al (20)
(Source: Mesquita et (20))

performed with a square steel plate with ten-centimeter sides, four-millimeter thickness and painted on one side using intumescent paint with thickness of 3010 micrometers. Two hypotheses were considered: constant thickness and specific mass of the material, both equal to the initial condition of non-intumescent paint (case C1); time-dependent thickness and specific mass (case C2). Temperatures in the face of the intumescent layer and steel are also presented. It is possible to note that during the heating phase, thermal conductivity decreased until the moment where the surface temperature of the paint and steel are approximately constant. Although similar for both cases evaluated, thermal conductivity of case C2 is higher. According to Eurocode 3 apud Mesquita et al [21], temperature rise of steel profiles with fire protection, nT_s , can be calculated by Equation 15, as the formula proposed by Wickström.

$$nT_s = \frac{(T_g - T_s)}{\left(\frac{c_s \rho_s}{A_p / V} \right) \cdot \left(\frac{d_p}{k_p} \right) \cdot \left(1 - \frac{\emptyset}{3} \right)} nt - (e^{\emptyset/10} - 1) nT_g \quad (15)$$

As $\emptyset = c_p \cdot \rho_p \cdot d_p / [c_s \cdot \rho_s / (A_p / V)]$, c_s and ρ_s represent the specific heat and density of steel, respectively; nT_g the increase in temperature occurred in the interval nt ; T_g and T_s temperatures in the steel environment; A_p / V the massiveness factor (ratio between the area exposed to fire and the heated volume); c_p , k_p and ρ_p the specific heat, thermal conductivity and volumetric mass of the protection, respectively, and d_p , the thickness of the protective layer.

The inversion of Equation 15 enables to obtain, directly, the thermal conductivity of the protective material and determine the variation of this property with protection temperature - according to the temperature of the environment and the metal substrate. However, it is assumed that the thickness of intumescent paint is constant and equal to the initial thickness.

$$k_p = \left[\frac{c_s \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{\emptyset}{3} \right) \cdot d_p}{(T_g - T_s) \cdot nt \cdot A_p / V} \right] \cdot [nT_s + (e^{\emptyset/10} - 1) nT_g] \quad (16)$$

Mesquita et al [21] states that intumescent paint may be considered as light protective material since, in general, for protective thickness applied to the portion $c_p \cdot \rho_p \cdot d_p \cdot A_p$, it is less than half the thermal capacity of steel. When this occurs, it may be assumed that $\emptyset = 0$.

The main difference between the studies proposed by Mesquita et al [21] and Mesquita et al [20] with the others presented in this article is the focus: the metal structure. Therefore, there is no objective to accurately describe the development of physical properties during intumescence, but a sufficiently adequate approximation for achieving a qualitative approach on the temperature in the metal substrate protected. Thus, the proposed thermal conductivity is an approximation, with theoretical and normative basis, which enables the comparison with computer models of experimental tests performed, predicting the structural behavior of metallic elements.

6. Conclusions

Although marketed for over 40 years and with widespread use until the late 1980s, most publications on intumescent paint were derived from the patent literature, where little was displayed on the physical-chemical mechanism of intumescence. Current knowledge of the chemical composition and intumescence reactions is relatively broad and well-founded. However, although a considerable amount of chemical components that meet the characteristics required for intumescent behavior are available, only a few are used in practice and, in general, their selection is made empirically. The spread of the chemical approach has also enabled progress for the models that depict the physical properties of intumescent paint. At first, the development of intumescence was depicted through mass loss and balance. Current proposals tend to segment the process, presenting a closer path to the actual behavior of intumescence. On the other hand, keeping the focus on the substrate, it is possible to note that simplified models, though less realistic from the physical-chemical point of view, depict with relative precision the temperature rise on the protected surface.

It is latent, however, the difference on the current stage of research in Brazil related to the rest of the world. Few national publications are intended for thermal protection elements and even rarer are the studies devoted to portray a specific material as in this case, intumescent paint. Possibly, part of this little interest in the technological development of intumescent materials is due to the fact that, as a rule, it is an imported product, manufactured in other countries, and in Brazil it has applications that are still quite specific - for example used in refineries and off-shore platforms. Furthermore, there are no national standards covering testing and performance of intumescent materials or even other protective materials.

This scenario is likely to be changed in the near future. In addition to the arrival of manufacturers in the country, the recent occurrences of fires have brought to the attention of society, among others, issues on the regulation of fire protection elements. Thus, this article seeks to contextualize the different theoretical approaches on intumescent paint in the rest of the world and thus enable a start for national research in the same level as seen internationally.

7. Acknowledgment

I would like to thank and dedicate this article to my supervisor, prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior, and co-supervisor prof. Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior, for all the support and shared knowledge. Also, to the engineers Celso Vaz Santiago, Rafael Mesquita Chavez and PhD Antonio Wanderley Terni. To Projectus Consultoria Ltda for the encouragement in my constant qualification. And, finally, to my family, for the affection and encouragement.

8. References

- [1] MELHADO, S. B. Edifícios de Estruturas de Aço – Segurança Contra Incêndios e Critérios de Proteção de Estruturas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.
- [2] SILVA, V. P. Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. 1997. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [3] ABREU, L. M. P.; FAKURY, R. H. Elevação de Temperatura

- em Elementos Estruturais de Aço de Edifícios em Incêndio. In: VII SEMANA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA DA UFMG, Minas Gerais, 1998.
- [4] FAKURY, R. H. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL "O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL", 2., Belo Horizonte: SME, 1999.
- [5] MARTINS, M. M. Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. 2000. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2000.
- [6] LOPES RIBEIRO, J. C., Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais 2004.
- [7] GUIMARÃES, P. P. O. Sobre o Dimensionamento do Revestimento Contra Fogo em Estruturas de Aço. 2007. 265 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [8] Andrade, C. C. Proteção térmica em elementos estruturais de aço. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Universidade Federal de Santa Catarina. - Florianópolis, SC, 2010.
- [9] TROITZSCH, J. H. Methods for the Fire Protection of Plastics and Coatings by Flame Retardant and Intumescent Systems. Marl, 1983.
- [10] CAMINO, G., COSTA. L., MARTINASSO, G. Intumescent Fire-Retardant Systems. Torino, 1988.
- [11] NØRGAARD, K. P., DAM-JOHANSEN, K., CATALÀ, P. KIIL, S. Laboratory and Gas-Fired Furnace Performance Tests of Epoxy Primers for Intumescent Coatings. Lyngby, 2014.
- [12] JIMENEZ, M, DUQUESNE, S., BOURBIGOT, S. Characterization of the Performance of an Intumescent Fire Protective Coating. Villeneuve d'Ascq, 2006.
- [13] RESHETNIKOV, I. S., GARASHCHENKO, A. N., STRAKHOV, V. L. Experimental investigation into mechanical destruction of intumescent chars. 2000.
- [14] NØRGAARD, K. P., DAM-JOHANSEN, K., CATALÀ, P. KIIL, S. Investigation of Char Strength and Expansion Properties of an Intumescent Coating Exposed to Rapid Heating Rates. Lyngby, 2013.
- [15] CLARK, K. J., SHIMIZU, A. B., SUCHSLAND, K. E., MOYER, C. B. Aerotherm Final Report 74-101 – Analytical Modeling of Intumescent Coating Thermal Protection System in a JP-5 Fuel Fire Environment. Califórnia, 1974.
- [16] ANDERSON, C. E., WAUTERS, K. D.A Thermodynamic Heat Transfer Model for Intumescent Systems. San Antonio, 1984.
- [17] BUCKMASTER, J., ANDERSON, C., NACHMAN, A. A Model for Intumescent Paints. Ilinóis/San Antonio, 1986.
- [18] DEOGON, M., HALL, R., SOCRATES, G. A Simple Theoretical Model for Intumescent Paints. Londres, 1988.
- [19] STAGGS, J. E. J. Thermal Conductivity Estimates of Intumescent Chars by Direct Numerical Simulation. Leeds, 2010
- [20] MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P. A. G.; VAZ, M. A. P., PINUTO, T. Determinação da Condutividade Térmica Efectiva de Tintas Intumescentes. In: 7º CONGRESSO NACIONAL DE MECÂNICA EXPERIMENTAL, Vila Real, 2008.
- [21] MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P. A. G.; VAZ, M. A. P.; VILA REAL, P. M. M.; RAMOS, F. Comportamento de Vigas em Aço Protegidas com Tinta Intumescente. In: V CONGRESO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA, Lisboa, 2005.
- [22] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM E-736 Standard Test Method for Cohesion/Adhesion of Sprayed Fire-Resistive Materials Applied to Structural Members. Filadélfia, 2011.
- [23] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC Desing Guide 19 Fire Resistance of Structural Steel Framing. Chicago, 2003.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.
- [28] BERTELLI, G., CAMINO, G., MARCHETTI, E., COSTA. L., CASORATI, E., LOCATELLI, R. Parameters Affecting Fire Retardant Effectiveness in Intumescent Systems. Torino, 1988.
- [29] CHEN, C. K, ZENG, J. W., SHEN, B. Y. Experimental Investigation on Fire Response of Steel Plate with Ultrathin Intumescent Coatings. Changsha, 2013.
- [30] COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. Eurocode1: Acções em estruturas. Bruxelas, 2009
- [31] COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. Eurocode2Projeto de estruturas de betão. Bruxelas, 2007.
- [32] COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. Eurocode3Projeto de estruturas de aço. Bruxelas, 2010.
- [33] CORTEZ, I. M. M. Contribuição ao Estudo dos Sistemas de Revestimento à Base de Argamassa com Incorporação de Fibras Sintéticas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 1999.
- [34] DAI, X. H., WANG, Y. C., BAILEY, C. G..Effects of Partial Fire Protection on Temperature Developments in Steel Joints Protected by Intumescent Coating. Manchester, 2008.
- [35] DRYSDALE, D. An Introduction to Fire Dynamics. 2nd ed. Chichester, U.K.: John Wiley & Sons, 2000. 451p.
- [36] EUROPEAN ORGANIZATION FOR TECHNICAL APPROVALS. ETAG No 018 – Guideline for European Technical Approval of Fire Protective Products. Bruxelas, 2011.
- [37] GERARD, C., FONTAINE, G., BELLAYER, S., BOURBIGOT, S. Reaction to Fire of an Intumescent Epoxy Resin: Protection Mechanisms and Synergy. Lille, 2012.
- [38] GOMES-MARES, M., TUGNOLI, A., LANDUCCI, G., BARONTINI, F., COZZANI, V. Behavior of Intumescent Epoxy

- Resins in Fireproofing Applications. Pisa, 2012.
- [39] JIMENEZ, M., DUQUESNE, S., BOURBIGOT, S. Intumescent Fire Protective Coating: Toward a Better Understanding of Their Mechanism of Action. Villeneuve d'Ascq, 2006.
- [40] LIANG, H., SHI, W., GONG, M. Expansion Behavior and Thermal Degradation of Tri(acryloyloxyethyl) Phosphate/Methacrylated Phenolic Melamine Intumescent Flame Retardant System. Hefei, 2005.
- [41] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. PINI, São Paulo, 1994.
- [42] MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P. A. G.; VAZ, M. A. P. Caracterização do Comportamento e das Propriedades Termofísicas de Tintas Intumescentes. In: CONGRESSO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA, Lisboa, 2006.
- [43] PANNONI, F. D. Coletânea do Uso de Aço: Princípios da Proteção de Estrutura Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio, 4^a edição. Perfis Gerdau Açominas. 2007
- [44] PEREIRA, A. A. Estudo Experimental e Simulação Numérica do Comportamento de Tintas Intumescentes na Proteção de Elementos Estruturais em Condição de Incêndio. Bragança, 2009.
- [45] SILVA, V. P. Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. ZigurateEditora, São Paulo, 2001. 249p.
- [46] STAGGS, J. E. J., CREWE, R. J., BUTLER, R.A Theoretical and Experimental Investigation of Intumescent Behavior in Protective Coatings for Structural Steel. Leeds, 2011.
- [47] VEIGA, M. R. S.; ABRANTES, V. Improving the Cracking Resistance of Rendering Mortars – Influence of Composition Factors. In: XXV IAHS World Housing Congress, Lisboa, 1998.
- [48] ZHANG, Y., WANG, .Y C., BAILEY, C. G., TAYLOR, A. P. Global Modelling of Fire Protection Performance of Intumescent Coating Under Different Cone Calorimeter Heating Conditions. Bolton, 2012.

Intumescence paint as fire protection coating

Tinta intumescente como revestimento de proteção ao fogo

R. B. R.S. OLIVEIRA ^a
rodrigo_brs@ yahoo.com.br

A. L. MORENO JUNIOR ^a
almoreno@fec.unicamp.br

L. C. M. VIEIRA ^a
vieira@fec.unicamp.br

Abstract

This paper is a compendium on intumescence paint and its main features regarding chemical composition, thermophysical properties and performance as a fire-retardant material. Some of the main technical publications and lines of research on the subject are presented herein. The purpose of this paper is to show the current stage of the technical research being conducted on the topic and enable a better understanding of this fire-retardant material.

Keywords: coatings, intumescence, fire-retardant material.

Resumo

O presente trabalho é um compêndio sobre tintas intumescentes, apresentando as principais características a respeito de sua composição química, propriedades termo físicas e desempenho como material de proteção contra incêndio. São apresentadas algumas das principais publicações técnicas e linhas de pesquisas sobre a intumescência. Objetiva-se, assim, elucidar o atual estágio técnico de pesquisas e possibilitar uma melhor compreensão sobre este material de proteção contra incêndio.

Palavras-chave: tintas, intumescência, materiais de proteção à incêndio.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brasil.

Received: 06 Jun 2015 • Accepted: 31 Mar 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

Os materiais de proteção térmica são concebidos para retardar o processo de transferência de calor da combustão para o elemento estrutural, protelando o efeito da variação de temperatura sobre a resistência do mesmo. De acordo com sua natureza, podem compor uma barreira isolante, diminuindo a taxa de transferência de calor para o elemento protegido. Há, também, materiais de proteção que desenvolvem reações químicas devido à elevação da temperatura. Estas reações podem absorver parte da energia que seria destinada ao componente estrutural e/ou originar um material com características isolantes.

A transferência de calor ocorre pelo meio material através da condução (meios estáticos) e da convecção (meios em movimento). Quando se prescinde do meio material, a transferência de calor ocorre por radiação, onde a energia é transportada por ondas eletromagnéticas. Um material de proteção de incêndio pode atuar como uma barreira física, diminuindo a taxa de transferência de energia. Como exemplo têm-se os materiais isolantes, como a alvenaria.

Outra possibilidade é a adoção de um material que, quando exposto a elevadas temperaturas, sofra reações químicas que absorvem uma parcela significante da energia que seria destinada diretamente à estrutura e/ou levam a formação de uma nova interface de proteção térmica. Por exemplo, tem-se o gesso que, devido à sua capacidade de manter e liberar quimicamente água, é utilizado como material de proteção ao fogo. Quando aquecido, as ligações químicas existentes no gesso hidratado começam a se romper, liberando água de hidratação. Esta reação absorve a energia do fogo que seria conduzida ao elemento estrutural, formando assim uma barreira térmica. Através desta camada, o material protegido permanece a uma temperatura constante por volta de 100°C.

Já as tintas intumescentes, materiais de proteção alvo desta publicação, são compostos químicos que, quando submetidos a temperaturas elevadas, passam por diversas reações que originam uma espuma carbonizada com alto desempenho isolante.

Como vantagens desta proteção destacam-se:

- 1) Apresentam diversas das características desejáveis das tintas decorativas tradicionais como diferentes cores, bom acabamento superficial e durabilidade;
- 2) Não ocupam espaço e o acréscimo de carga é insignificante do ponto de vista estrutural;
- 3) Apesar de demandar experiência e rigoroso controle de qualidade, sua aplicação é simples e não requer fixação à estrutura, além da manutenção ser bastante facilitada;
- 4) Pode ser empregado na proteção das regiões de ligações estruturais;
- 5) Não modifica as propriedades intrínsecas do substrato (como as características mecânicas). Portanto, podem ser aplicada em estruturas existentes sem perda/alteração da capacidade estrutural.

No Brasil, o estudo de estruturas em situação de incêndio é relativamente recente. Os primeiros trabalhos na área datam de não mais do que vinte anos, como, por exemplo, Melhado [1], abordando a fundamentação do comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio e apresentando critérios de proteção. Silva [2]

apresenta o estudo do comportamento de estruturas de aço submetidas a elevadas temperaturas. Apresentam-se, também, as expressões e curvas temperatura-tempo dos gases quentes que envolvem as chamas e a influência da ventilação, da carga de incêndio e da geometria da seção transversal na determinação da temperatura dos elementos metálicos. Comparam-se os critérios de segurança da norma brasileira e europeia para a situação de estruturas em situação de incêndio e são apresentadas considerações sobre o dimensionamento simplificado de elementos estruturais.

Dentre diversos e importantes trabalhos na área pode-se citar: Abreu e Fakury [3], no qual se avalia a elevação de temperatura em perfis de aço, desenvolvendo-se um programa para determinação da temperatura de elementos estruturais com e sem proteção; Fakury [4], cujo objetivo é divulgar e ilustrar a utilização da ABNT NBR 14323: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio, apresentando métodos de cálculo e aspectos relativos às propriedades do aço em situação de incêndio, às combinações de ações, proteção das estruturas de aço, elevação de temperatura e temperatura crítica; Martins [5], apresentando a determinação da temperatura crítica de barras submetidas à força normal de compressão e vigas sem a possibilidade de flambar lateralmente ou localmente e comparação da resistência resultante ao se dimensionar uma estrutura à temperatura ambiente e em situação de incêndio; Lopes Ribeiro [6], avaliando a precisão de procedimentos normativos para avaliação da distribuição de temperaturas atuantes na seção transversal de elementos estruturais em situação de incêndio, propondo-se um algoritmo computacional para a análise térmica transitória e não linear de modelos bidimensionais e tridimensionais.

Entretanto, poucos são os trabalhos nacionais dedicados especificamente à avaliação dos materiais de proteção térmica para elementos estruturais. Com esta abordagem, pode-se citar Guimarães [7], onde são apresentadas metodologias disponíveis para o dimensionamento do material de revestimento de estruturas de aço em situação de incêndio, e Andrade [8], no qual são apresentados os materiais de proteção térmica utilizados em edificações metálicas e a influência que exercem nos projetos de arquitetura. Nota-se, assim, uma lacuna de publicações nacionais avaliando a natureza e o desempenho de materiais específicos de proteção contra incêndio. Portanto, é foco e interesse do presente artigo apresentar os principais aspectos de tintas intumescentes como revestimento estrutural, trazendo à luz o atual estágio de pesquisas mundiais sobre o assunto, abordando sua composição química, desempenho e comportamento termo físico.

2. Composição química

No campo da engenharia de estruturas, as tintas intumescentes, geralmente, são associadas como material de proteção à estrutura de aço em situação de incêndio, protelando a perda de resistência dos elementos estruturais. Entretanto, compostos intumescentes são empregados, também, na proteção de materiais inflamáveis e até de plásticos.

Independente do campo de utilização, os compostos intumescentes têm basicamente a mesma composição química. De acordo

com Troitzsch [9], a intumescência é obtida através dos seguintes componentes:

- **fórmula de ácido:** trata-se, normalmente, do sal de um ácido inorgânico não volátil, tal como ácido bórico, sulfúrico ou fosfórico. Os mais empregados são os sais de ácido fosfórico, como por exemplo, o fosfato de amónio e polifosfato de amónio, que libertam o ácido em que se baseiam a temperaturas acima de 150°C. O ácido resultante desencadeia a primeira de uma série de reações químicas, iniciando com a desidratação dos compostos carbonáceos e sua carbonização subsequente.

- **composto carbonáceo:** trata-se de um composto com muitos radicais de hidroxila (-OH) que, quando submetido ao ataque ácido desidrata através de uma reação de esterificação e carboniza. Compostos utilizados com frequência são o pentaeritritol, amida e resinas fenólicas ou a base de ureia.

- **compostos espumificantes:** para este fim, compostos como parafinas cloradas, melamina ou guanidina são empregados. Sob a influência de calor, liberam grandes quantidades de gases não inflamáveis, tais como cloreto de hidrogênio (HCl), gás amônia (NH_3) ou gás carbônico (CO_2), originando uma espuma com aspecto de material carbonizado sobre o substrato. Os produtos da decomposição destes materiais (por exemplo, resíduos de parafinas cloradas) muitas vezes contribuem adicionalmente para a carbonização do composto carbonáceo.

- **resinas aglomerantes:** são responsáveis por envolver os gases

formados, evitando sua dispersão. Não devem endurecer. Pelo contrário, para melhor desempenho devem ter características termoplásticas. Um exemplo de material altamente recomendado são borrachas a base de cloro que amolecem e se fundem quando expostas a altas temperaturas e, simultaneamente, auxiliam o agente expansivo formando HCl, além de contribuir para a carbonização. Camino et al [10] cita um registro de patente americana de 1948 para apresentar a composição química de um composto intumescente. Segundo o registro, na formulação da intumescência o composto carbonáceo é a fonte de carbono para a formação de espuma carbonizada que envolve os gases formados. Vandersall apud Camino et al [10] classificou os componentes químicos dos sistemas intumescentes em quatro categorias:

1. Ácido inorgânico, livre ou originado devido à elevação da temperatura para 100 a 250°C;
 2. Composto polihídrico rico em carbono;
 3. Amina ou amida orgânicas;
 4. Composto halogenado (geralmente formado por flúor ou cloro).
- Alguns dos componentes apresentados na Tabela 1 atuam em mais do que um dos grupos acima citados e, assim, desempenham mais do que uma única função na intumescência. Entretanto, a combinação de quatro elementos quaisquer que atendam às condições acima listadas não é garantia de que o comportamento intumescente será desenvolvido pela mistura.

Para que a intumescência desenvolva uma série de processos

Tabela 1

Exemplos de materiais que atendem à formulação da intumescência
(Fonte: Vandersall apud Camino et al (10))

1. Fórmula de ácidos inorgânicos	2. Compostos polihídricos
A. Ácidos	
Fósforo	Amido
Sulfúrico	Dextrina
Bórico	Sorbitol
B. Sais de Amônio	Pentaeritritol
Fosfatos, Polifosfatos	Resinas de Fenol - Formaldeído
Sulfatos	Metilol Melamina
Haletos	
C. Fosfatos de Amina/Amida	
Uréia	3. Aminas/Amidas
Produto da reação de amônio e fosfato	Ureia
Melamina	Resinas de Ureia- Formaldeído
D. Compostos Orgânicos de Fósforo	Poliamidas
Fosfato de Tricresilo	
Alquil Fosfatos	
Haloalquil Fosfatos	
	4. Compostos Halogenados
	Parafinas Cloradas
	Resinas de TetracloroFtálico

químicos e físicos devem ocorrer na sequência correta, conforme a temperatura é elevada. O composto carbonáceo não deve se decompor ou volatizar antes que o ácido esteja disponível para desidrata-lo. Além disso, os gases responsáveis pela formação de espuma devem se desenvolver através de pequenas bolhas dispersas na massa carbonizada, resultando em um composto aerado. Este processo requer uma adequada taxa de desenvolvimento de gases e viscosidade da massa formada. A viscosidade de qualquer fluido vem de seu atrito interno, que se origina das forças de atração entre moléculas relativamente próximas. Assim, quanto menor forem as forças intermoleculares, menor será a viscosidade. Se a massa formada tiver baixa viscosidade, os gases formados irão escapar, resultando em uma espuma fraca cuja superfície está cheia de rupturas. Entretanto, se a viscosidade for muito elevada, a intumescência não se desenvolve.

Em geral, a espuma carbonizada apresenta bolhas de gases com diâmetros de 20 a 50 micrômetros e paredes com espessura de 6 a 8 micrômetros. Por vezes são adicionados finos agregados inertes, como dióxido de titânio e sílica, para possibilitar um maior controle sobre o tamanho das bolhas formadas. Outros elementos são adicionados aos compostos intumescentes para elevar seu desempenho mecânico e térmico. Por exemplo, a adição de agentes vitrificantes, como boratos e fibras minerais, eleva a resistência ao impacto físico de correntes de ar durante o incêndio.

Apesar da elevada quantidade de materiais apresentados na Tabela 1 para a formulação de compostos intumescentes, apenas alguns são utilizados na prática e, em geral, foram escolhido empiricamente. Os compostos usualmente empregados citados por Camino et al [10] coincidem com os apresentados por Troitzsch [9]. Para o ácido inorgânico, com alto ponto de ebulição e oxidação reduzida, normalmente é utilizado o ácido fosfórico, sob a forma de sais de amônio. Em tintas de proteção, os polifosfatos de amônio são os mais empregados uma vez que são pouco solúveis à água, característica interessante para um material que, dependendo da aplicação, pode ficar exposto às intempéries. Pentaeritritol e seus oligômeros são os tradicionais compostos polihídricos. A parafina clorada é o composto halogenado mais empregado. Entretanto, há uma tendência em se evitar o emprego de halogênios na formulação de materiais intumescentes, devido a sua escura e potencialmente tóxica e corrosiva fumaça. Camino et al [10] levanta, ainda, a hipótese de que o papel destes compostos na intumescência, a formação de gases que irão inflar a espuma carbonizada, é desempenhado principalmente por outros gases originados dos demais componentes do sistema intumescente.

3. Reações químicas dos sistemas intumescentes

Conforme visto anteriormente, nos sistemas intumescentes em geral, a carbonização ocorre pela interação entre o ácido inorgânico e um composto polihídrico. A celulose é o composto polihídrico cuja reação de carbonização através de ácidos inorgânicos tem sido mais estudada, uma vez que se trata do material orgânico naturalmente disponível mais abundante e, também, por ser uma das maiores fontes de combustível para incêndios. Estes estudos forneceram informações sobre o mecanismo de desidratação dos ácidos, que podem ser assumido como de forma semelhante

para outros compostos polihídricos de estrutura similar à celulose. Entretanto, a estrutura do Pentaeritritol é bastante diferente à da celulose e, assim, não é possível correlacionar os processos de carbonização.

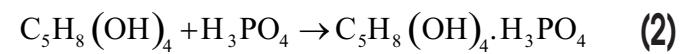
Vandersall apud Camino et al [10] relata que, com aumento progressivo da temperatura, dipentaeritritol – polifosfatos de amônio – amolecem e fundem a 215°C, permanecendo com aspecto claro até 238°C, quando o desenvolvimento dos gases é iniciado. Então, a massa escurece e endurece aos 360°C. Sugere-se, assim, a seguinte sequência:

1. Decomposição do fosfato a 215°C;
2. Subsequente esterificação do álcool, produzindo água;
3. Solidificação da espuma carbonizada de fósforo-carbono a 360°C.

A seguir, apresentam-se as reações químicas, conforme Troitzsch [9] para o mecanismo de intumescência do fosfato dihidrogenado de amônio, Pentaeritritol e parafinas cloradas. O primeiro passo ocorre a temperaturas entre 150 e 215°C – a decomposição do sal inorgânico produzindo gás amônia e ácido fosfórico, conforme Equação 1.



À temperatura um pouco superior, o ácido formado reage com o composto carbonáceo, esterificando o composto polihídrico. Esta reação é apresentada na Equação 2 e pode ser catalisada por aminas e amidas.



Com temperaturas entre aquelas apresentadas no primeiro passo e durante a esterificação o aglomerante derrete parcialmente.

Entre 280 e 350°C ocorre a decomposição do éster fosfórico, conforme Equação 3 – a mistura se funde e as ligações são quebradas, formando-se ácido, água e resíduo de carbono.



Ao mesmo tempo ocorre a reação da Equação 4, onde o composto responsável por fornecer os gases que irão inflar a mistura se decompõe, liberando gases (como o cloreto de hidrogênio ou ácido clorídrico) que inflam a massa fundida.



A resina aglomerante, amolecida, forma uma fina camada sobre a mistura, impedindo que os gases se dissipem. Conforme a temperatura é elevada, a viscosidade da espuma aumenta. Devido à reticulação e carbonização, a espuma formada se solidifica, formando um material altamente poroso. A temperaturas superiores a 600°C, ocorre a decomposição térmica e/ou oxidação da massa carbonizada.

Quando comparada à espessura original, a camada intumescida é cerca de 50 a 100 vezes maior, formando uma barreira térmica que protegerá o substrato da influência do calor e de se decompor.

4. Tintas intumescentes

Em geral, existem dois tipos de tintas que desempenham papel

de proteção contra incêndio: as antichamas e as intumescentes. As tintas antichamas contribuem para controlar a propagação do fogo a uma pequena região ou, mesmo, dirimir a propagação. Entretanto, este tipo de tinta não fornece proteção ao substrato onde é aplicada contra o fogo. Normalmente é destinada à proteção de estruturas ou componentes de navios e embarcações.

Já as tintas intumescentes são, em geral, empregadas para a proteção de estruturas metálicas e de madeiras, além de substratos plásticos e tecidos. À sua composição química, acima descrita, adicionam-se corantes e/ou outros componentes para elevar sua resistência química e mecânica.

Um aspecto a ser avaliado nas tintas intumescentes é sua relativa solubilidade em água. Se utilizadas em superfícies suscetíveis ao contato com água ou ambientes úmidos, o desempenho da proteção ao substrato é reduzido devido à possível lixiviação dos compostos responsáveis pela intumescência. Uma solução é a adoção de um revestimento impermeável sobre a tinta intumescente. Segundo Troitzsch [9], formulações com polifosfato de amônio ou fosfato de melamina apresentam melhor desempenho na resistência à água.

Por vezes, o revestimento intumescente é reforçado com resinas epóxis com misturas de ácido bórico ou boratos, vidros e cal. Durante a combustão, a resina epóxi fica presa aos radicais de hidroxila contidos no vidro; isso resulta em uma espuma inflada de alta resistência mecânica.

Em estruturas metálicas, a interação da tinta intumescente com o primer subjacente é, também, muito importante, apesar de poucas publicações destinadas ao assunto. O primer garante uma boa adesão entre o substrato metálico e a tinta, além de propiciar o aumento da resistência à corrosão. Ullah et al apud Norgaard et al [11] realizou estudos com perfis metálicos com primer a base de zinco, protegidos por tinta intumescente composta por grafite expansível, polifosfato de amônio, melamina, ácido bórico, resina epóxi Bisfenol-A e poliamido solidificador. Os efeitos da variação da formulação química da tinta no sistema aço-primer-tinta foram analisados através microscópio eletrônico de varredura antes e após o aquecimento do conjunto em forno a 500°C. Os estudos demonstraram que a composição de melhor desempenho apresentava porcentagens, em peso, de 25% de polifosfato de amônio e 15% de ácido bórico. Segundo a diretriz europeia para ensaios de tintas intumescentes – ETAG 018 – a importância do primer é enfatizada: quando uma tinta intumescente é aprovada, devem ser especificados quais primers podem ser empregados junto ao revestimento. Além disto, são propostas correlações entre os ensaios realizados no sistema primer-intumescente, a espessura do primer e presença de gases (oxigênio) durante a intumescência. O motivo desta avaliação é que a concentração de oxigênio próximo ao primer, cujo desempenho relaciona-se à espessura do filme ao qual foi aplicado, pode variar devido à espuma carbonizada formada pela tinta intumescente.

O desempenho desejado para um elemento metálico exposto ao fogo é que seja capaz de manter-se estruturalmente funcional durante um determinado período de tempo. De acordo com a norma americana AISC (American Institute of Steel Construction) – Design Guide 19, é possível prever, razoavelmente, a temperatura limite para a qual ocorrerá o colapso estrutural. Segundo resultados de ensaios, enquanto nenhuma seção transversal ao

longo do elemento metálico apresente temperaturas superiores a 1000°F (538°C) observa-se que o mesmo continua sendo apto a ser submetido a carregamentos externos. Ainda segundo testes, outra temperatura limite foi observada: 1200°F (649°C) em qualquer ponto da barra – quando ocorre a perda de 50% da capacidade de resistência. Admite-se, portanto, que estas temperaturas são limites para análises de transferência de calor e representam um critério de capacidade de carga para ensaios com materiais de proteção em estruturas metálicas. A norma ASTM (American Society for Testing and Materials) E-119 regulamenta os procedimentos para ensaios com carregamentos. Para este tipo de avaliação, emprega-se a carga máxima de projeto ou uma porcentagem (carga de utilização). Desta forma, a proteção é avaliada como aceitável se a coluna suportar o carregamento imposto pelo tempo regulamentado, sendo a temperatura elevada conforme as taxas padronizadas.

É comum a distinção entre tintas intumescentes destinadas à proteção de elementos submetidos a incêndios de celulósicos e hidrocarbonetos. Para cada situação de incêndio a taxa de elevação da temperatura se altera. Convencionou-se adotar o incêndio padrão por um modelo de incêndio idealizado para análises experimentais de estruturas ou materiais de proteção no qual se admite que a temperatura dos gases no compartimento obedeça as curvas padronizadas. Estas curvas padrões apresentam, como similaridade, apenas o ramo ascendente, com a temperatura crescendo em relação ao tempo, independente da influência da carga de incêndio, do grau de ventilação e das propriedades térmicas dos materiais da compartimentação. As curvas mais conhecidas descrevem o incêndio cujo material combustível é composto por materiais celulósicos. As curvas de hidrocarbonetos apresentam uma taxa de elevação de temperatura superior à de celulose.

O desempenho das tintas intumescentes é avaliado com base em numerosos e dispendiosos ensaios padronizados. Um estudo com o objetivo de prever o desempenho de tintas submetidas a incêndios de hidrocarbonetos foi realizado por Jimenez et al [12], correlacionando os resultados dos ensaios realizados em laboratório com os resultados dos ensaios padronizados. Verificou-se que um dos parâmetros essenciais era a resistência mecânica à compressão do composto intumescido após ser exposto a 500°C com uma taxa de elevação de temperatura de 10°C/min. Em Reshetnikov et al [13] diversos métodos para medir a resistência mecânica da tinta intumescida são descritos. Um dos métodos propostos é obter a mínima força necessária para destruir o composto intumescido inserindo uma haste através da amostra aquecida a temperaturas superiores a 1200°C.

Em casos especiais que podem surgir durante o incêndio, tintas destinadas a incêndios de celulósicos podem estar expostas a taxas superiores de aumento da temperatura. Por exemplo, no caso de o composto intumescente encontrar-se a elevadas temperaturas e ser danificado por objetos desprendidos da edificação ou, até mesmo, projetados na direção do elemento revestido, por decorrência do incêndio. A camada subjacente residual, ainda não inflada, estará instantaneamente exposta a uma taxa de elevação de temperatura muito maior. Ensaios realizados por Noorgard et al [14], avaliaram o desempenho da resistência do composto intumescido e das propriedades de expansão (grau de expansão e perda de massa) de tintas intumescentes destinadas a incêndio

celulósico submetidas a elevadas taxas de aumento de temperatura. Previa-se inicialmente que a energia necessária para romper a tinta intumescida seria maior para as amostras de menor espessura, o que não se confirmou nos ensaios.

5. Propriedades termofísicas das tintas intumescentes

Existem na literatura diferentes modelos para tratar o comportamento de intumescência como um problema de transferência de calor. Há modelos que descrevem a intumescência e a formação da espuma carbonosa com bases nos modelos cinéticos de degradação térmica, considerando as reações químicas ocorridas, fenômenos térmicos e de transporte. Face à complexidade da decomposição térmica dos compostos responsáveis pela intumescência, os modelos existentes baseiam-se em algumas simplificações, como a consideração do modelo unidimensional de transferência de calor, propriedades térmicas independentes da temperatura e do espaço e a incidência de fluxo de calor constante, onde as perdas de calor por radiação e convecção são ignoradas. Em geral, considera-se, também, que os processos termoquímicos da intumescência ocorrem sem liberação ou absorção de calor.

Em estudo desenvolvido para a NASA – National Aeronautics and Space Administration – Clark et al [15] propôs um modelo analítico para tintas intumescentes destinadas à proteção de tanques metálicos de armazenamento de combustíveis à base de querosene. A divisão de pesquisas químicas da NASA foi uma das pioneiras

no desenvolvimento de tintas intumescentes e espumas rígidas e semirrígidas empregadas como sistemas de proteção térmica. Por ocasião do estudo, consideravam-se duas formas de utilização para a tinta intumescente avaliada: aplicação direta ou sobre uma camada isolante inerte intermediária aderida ao substrato metálico. O objetivo do estudo era desenvolver mecanismos analíticos para estudar e prever a resposta termodinâmica da tinta quando exposta à situação de incêndio e, assim, obter a combinação de espessuras de tinta e isolante (se utilizado) que resultariam no melhor desempenho de proteção térmica. A análise foi desenvolvida em três etapas, como pode ser observado na Figura 1:

1. Determinação das condições térmicas:
 - a. Temperatura, pressão e composição química da tinta;
 - b. Coeficiente de transferência térmica e de massa;
 - c. Fluxo de calor por radiação;
2. Cálculo de uma matriz de soluções para as condições da superfície de controle do volume que satisfaçam, simultaneamente, as restrições do balanço de massa e do equilíbrio químico;
3. Determinação das equações de balanço de massa e energia do material utilizando as soluções acima obtidas e o equilíbrio de energia da superfície de controle do volume.

Adotando-se a mesma simbologia, Clark et al [15] propõe que a primeira etapa da análise seja baseada no equilíbrio de massa. Assim, relacionam-se o fluxo de massa por difusão total (j_{k_w}), a densidade e velocidade convectiva normais à superfície de controle da tinta ($(\rho.v) w$) e a fração de massa total na superfície da tinta (k_{k_w}) com as taxas de fluxo de massa de gases da pirólise (m_g

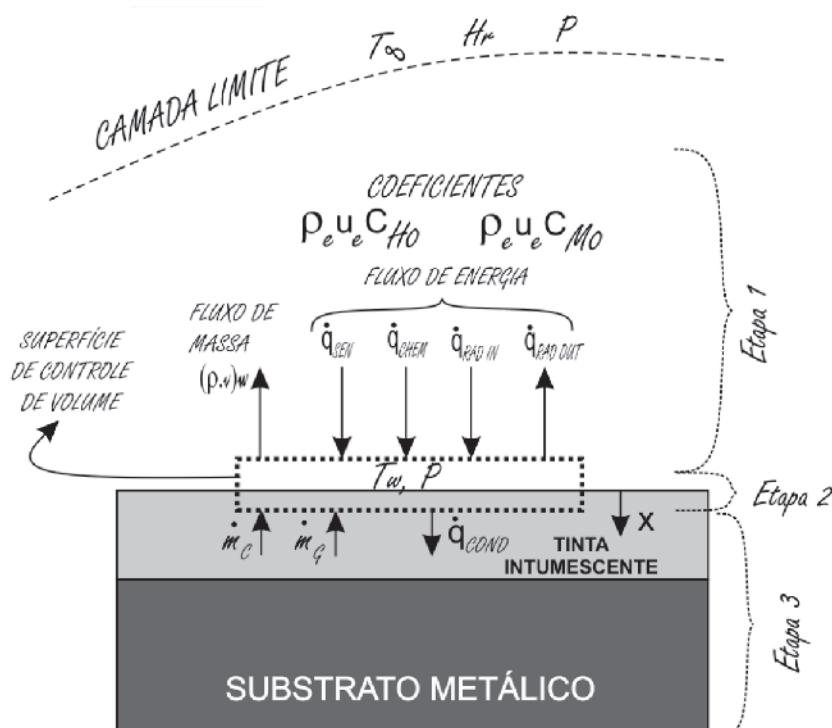


Figura 1

Esquema do procedimento adotado para prever o comportamento termoquímico da tinta
(Fonte: Adaptado de Clark et al (15))

e carbonizada (m_c) e as frações de massa carbonizada (k_{k_c}) e gases liberados na intumescência (k_{k_g}), conforme equação abaixo.

$$j_{k_w} + (\rho \cdot v)_w \cdot k_{k_w} = m_g \cdot k_{k_g} + m_c \cdot k_{k_c} \quad (5)$$

O fluxo de massa por difusão através da superfície da tinta é explicitado pela densidade da tinta (ρ_e), velocidade dos gases através de sua superfície (u_e), número de Stanton para transferência de massa (c_M) e diferença entre a fração de massa na superfície (k_{k_w}) e externa à tinta (k_{k_e}).

$$j_{k_w} = \rho_e \cdot u_e \cdot c_M (k_{k_w} - k_{k_e}) \quad (6)$$

Combinando-se as duas equações acima e normalizando-as com o coeficiente de transferência de massa, tem-se:

$$(k_{k_w} - k_{k_e}) + \frac{(\rho \cdot v)_w}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M} \cdot k_{k_w} = B_g \cdot k_{k_g} + B_c \cdot k_{k_c} \quad (7)$$

Onde:

$$B_g' = \frac{m_g}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M}; B_c' = \frac{m_c}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M} \quad (8)$$

O equilíbrio de massa da superfície é obtido pelo sistema:

$$(\rho \cdot v)_w = m_g + m_c \quad (9)$$

Que pode ser linearizado para obter-se:

$$B' = \frac{(\rho \cdot v)_w}{\rho_e \cdot u_e \cdot c_M} = B_g' + B_c' \quad (10)$$

Segundo Clark et al [15], o primeiro passo do processo de cálculo – a determinação das condições térmicas – fornece a fração de massa na superfície externa da tinta, (k_{k_e}), e a pressão estática. Se B_g' e B_c' estão especificados e os dados termoquímicos de todas as possíveis composições estão disponíveis, as equações acima podem se resolvidas, em conjunto com as equações de equilíbrio da lei de ação das massas, possibilitando obter a fração de massa (k_{k_w}) e todas as propriedades termodinâmicas da mistura para o gás adjacente à superfície. Com isto feito para uma gama de valores de B_g' e B_c' , o segundo passo está completo. O resultado é uma matriz de soluções para as condições da superfície, que será utilizada no último passo de cálculo.

As características termodinâmicas intrínsecas da tinta intumescente foram assumidas pela média das propriedades para o material puro e totalmente carbonizado. Foram avaliados modelos com diferentes espessuras de tinta intumescente, além de modelos com camada isolante inerte intermediária de espessuras variáveis. O desempenho da relação tinta intumescente e camada isolante é dado em função do tempo necessário para que o substrato metálico atinja uma determinada temperatura, de forma que esta relação é tomada como ótima para o maior tempo obtido.

Avaliando-se os resultados apresentados por Clark et al [15] é

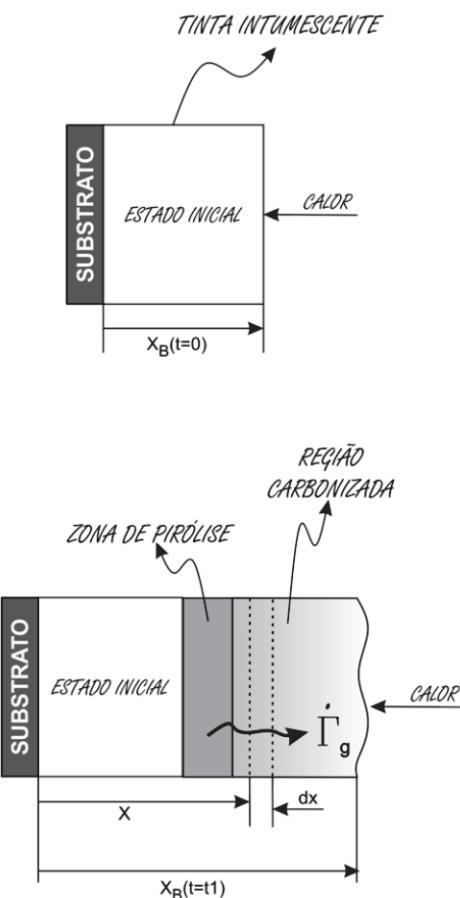


Figura 2
Representação do modelo unidirecional
(Fonte: Adaptado de Anderson et al (16))

possível notar que expondo-se uma placa de aço de 1,52 milímetros, sem nenhuma proteção térmica, a um fluxo de calor de 17,03 W/cm² (15 Btu/ft².sec) a temperatura na face oposta à incidência do calor atingirá 1250°C em 30 segundos. Para as mesmas condições, aplicando-se uma camada de 1,02 milímetros da tinta intumescente avaliada, este tempo sobe para dois minutos. Não houve grandes conclusões quanto à determinação da melhor relação entre as espessuras de tinta e isolante, uma vez que varia em função do fluxo de calor e da temperatura limitante do substrato metálico. Entretanto, conforme esperado, evidencia-se que a utilização de uma camada isolante inerte intermediária eleva ainda mais o desempenho da proteção térmica.

Anderson et al [16] propõe também um modelo matemático para descrever os diversos processos físicos de um sistema intumescente considerando o controle de massa e energia. O processo de expansão durante a intumescência é retratado em função da perda de massa. Os dados experimentais foram obtidos através de análises termogravimétricas – mensurando a perda de massa conforme a evolução da temperatura – e de varredura diferencial de calorimetria – avaliando a energia necessária para manter o equilíbrio térmico da amostra analisada em relação a uma deter-

minada referência. A composição química da tinta utilizada nos ensaios foi proposta pela marinha americana, cujo interesse em tintas intumescentes foi despertado após dois grandes incêndios que ocorreram em porta aviões (USS Forrestal em julho de 1967 e USS Enterprise em janeiro de 1969) vitimando cerca de 150 pessoas e totalizando um prejuízo de mais de 130 milhões de dólares. Propõe-se o modelo termodinâmico unidimensional apresentado na figura [2]. No tempo $t=0$ a tinta encontra-se com sua composição pura, inicial. No tempo t_1 , o calor leva à intumescência o sistema, que se encontra expandido e, em parte, carbonizado. Eventualmente, sendo o calor aplicado por tempo suficiente, toda a tinta estará carbonizada. Novamente, mantendo-se a nomenclatura utilizada por Anderson et al [16], aplicando-se a conservação de massa e energia ao controle de volume diferencial tem-se as equações abaixo.

$$\frac{dp}{dt} + p \frac{\delta v}{\delta x} = -\Gamma_g \quad (11)$$

$$\rho C_p \frac{dT}{dt} = \frac{\delta}{\delta x} k \frac{\delta T}{\delta x} - (h_g - h). \quad (12)$$

$$\Gamma_g - v \cdot \rho \cdot C_p \frac{dT}{dx} - \rho \cdot q_{chem}$$

A densidade do material é expressa por ρ . Conforme a tinta se expande através da intumescência, a massa total diminui em função de formação/liberação de gases (Γ_g). Esses gases, presos no material fundido, são responsáveis pela expansão do material, que ocorre com velocidade V . Na Equação 12, T é a temperatura, k é a condutividade térmica, C_p é o calor específico, h e h_g são as entalpias específicas do sólido e do gás e q_{chem} é taxa de calor por unidade de massa gerada pelas reações químicas. Analogamente à Clark et al [15], propõe-se a relação entre a perda de massa (onde é a massa original m_0 , é massa final m_c – ou carbonizada – e é a massa no instante avaliado m) e a expansão (expressa pelo fator de expansão atual E_f em relação ao máximo (E_f)_{máx}) na equação 13.

$$E_f = 1 + [(E_f)_{máx} - 1] \cdot \left[\frac{m_0 - m}{m_0 - m_c} \right]^n \quad (13)$$

O exponente n da equação acima descreve a dependência do fator de expansão com a alteração de massa inicial. Se a expansão se inicia rapidamente na fase de liberação de gases, o que significa que pequena mudanças na massa inicial resultam em significante expansão, o valor do expoente n está entre 0 e 1 – a taxa de expansão é próxima à taxa máxima. Se a expansão ocorre depois de decorrido grande parte da fase de liberação de gases, o fator é maior do que 1. Se n é igual à 1, tem-se uma relação direta entre a produção de gases e a expansão.

Anderson et al [16] propõe, ainda, que a velocidade V de uma partícula pode ser expressa diferenciando-se a expressão que apresenta o movimento da partícula, em termos de sua coordenada inicial. A equação 14, na qual y é a coordenada de expansão (ou intumescência) da partícula em movimento, demonstra que a velocidade em uma locação X depende do efeito cumulativo daquilo que ocorre no interior do ponto.

$$v(x, t) = \frac{dy}{dt} = \int_0^x \frac{-n}{m_0 - m} [E_f(m) - 1] \frac{dm}{dt} dt \quad (14)$$

A condição de contorno externa ao sistema é que o fluxo de calor seja contínuo em $x = x_\beta$, a partir da qual se pode determinar a temperatura da superfície. A condição de contorno na interface da tinta com o substrato é, também, que o fluxo de calor seja contínuo. Entretanto, devido ao elevado valor da condutividade térmica do substrato considerado (aço) e pequena espessura assumida, da ordem de 1 a 2 milímetros, admite-se não existir gradiente de temperatura através da espessura do substrato. Esta condição permite determinar a temperatura do substrato que é, também, a temperatura na interface com a tinta.

Desta forma, o modelo analítico proposto por Anderson et al [16] para tintas intumescentes inclui a variação de massa e a expansão da tinta, relacionando-as com a evolução da temperatura do substrato metálico. Para solução numérica das equações diferenciais propostas, a tinta foi dividida em incrementos (zonas). Sendo o modelo proposto unidimensional, cada incremento pode ser aproximado a um ponto, simplificando a solução geral. Avaliando-se os resultados obtidos é possível notar que, a despeito das simplificações realizadas, o modelo proposto é bastante razoável sendo que a relação temperatura-tempo do substrato varia em função do fluxo de calor aplicado à superfície da tinta, de sua composição química e das características físicas desenvolvidas durante o processo de intumescência.

Segundo o modelo unidimensional proposto por Buckmaster et al [17] apud Deogon et al [18], quando o calor é aplicado a uma superfície protegida com tinta intumescente, assume-se que não há reações ocorrendo até que a temperatura crítica seja atingida. Subsequentemente, uma camada infinitesimal, na qual se desenvolve a intumescência, se move ao longo da espessura da tinta. A temperatura nesta fina camada mantém-se constantemente igual à temperatura crítica. Na região por onde esta camada já passou a temperatura é maior que a crítica e a porção restante tem temperatura inferior à crítica.

O comportamento da tinta intumescente, quando exposta à elevação de temperatura, pode ser dividido em três estágios:

1. A temperatura da superfície externa da tinta é elevada desde a temperatura inicial até a temperatura crítica. Os parâmetros térmicos envolvidos nesta fase são os característicos da tinta intumescente.
2. A camada infinitesimal com temperatura constante igual à crítica se move ao longo da espessura da tinta, até o substrato. Desta forma, esta fase termina quando a camada chega ao substrato. Os parâmetros térmicos deste período são dependentes das características térmicas da tinta e da espuma carbonizada desenvolvida, havendo um salto destas propriedades na camada infinitesimal.
3. Os parâmetros térmicos são contínuos, porém, agora, retratando as características da espuma intumescida.

Buckmaster et al [17] diferencia-se dos trabalhos anteriores pela forma como aborda a intumescência. Segundo o autor, aquecendo-se a tinta de forma controlada em um forno, é possível notar uma significante perda de massa apenas a partir de uma determinada (e relativamente elevada) temperatura. Até que esta tempe-

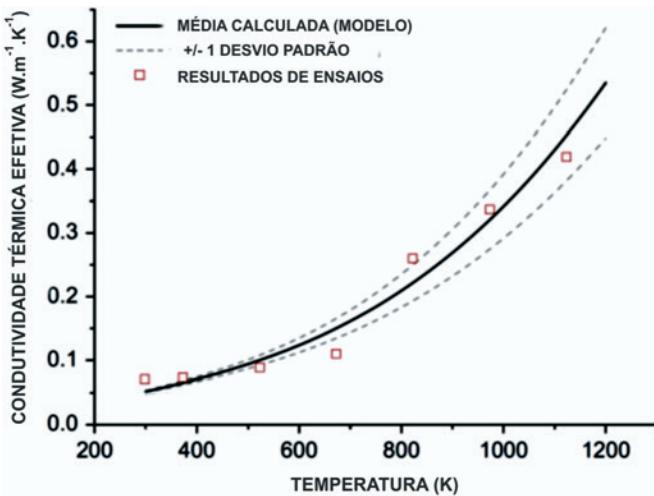


Figura 3
Comparação da condutividade térmica entre o método numérico e ensaios de laboratório
(Fonte: Adpatado de Staggs (19))

ratura seja atingida, a massa permanece relativamente constante. Assim, uma vez que os modelos anteriores propõem a correlação direta com a perda de massa, a intumescência ocorreria apenas a partir de um considerável intervalo de temperatura. Conforme acima apresentado, o modelo proposto parte da premissa de que a intumescência se desenvolve ao longo da camada da tinta.

Como vantagem, além dos resultados consistentes com os dados experimentais, elimina-se as adoções sobre a parcela mais difícil de caracterizar do problema – o processo de intumescência. Outra conclusão relevante deste trabalho é que a intumescência é um processo endotérmico, ou seja, absorve energia do sistema. Apesar de, em geral, esta característica ser desprezada, eleva-se consideravelmente a proteção fornecida pela tinta intumescente. Staggs [19] propõe a estimativa, através de simulações numéricas, da condutividade térmica da tinta intumescente. Seu trabalho tem por objetivo usar imagens altamente segmentadas, monocromáticas, de uma seção intumescida para construir um modelo em elementos finitos. O fato de uma imagem plana ser utilizada para estimar características intrinsecamente tridimensionais faz com que seja necessária a adoção de suposições em relação à estrutura 3D. Por exemplo, admite-se que a porosidade no plano, definida pela relação de área de vazios pela área total, é igual à porosidade espacial.

O modelo em elementos finitos proposto consiste de elementos quadrados, onde um elemento corresponde a um pixel da imagem digital. A imagem, originalmente em escala de cinza, é segmentada em preto e branco. Cada pixel é classificado como sólido ou vazio, de acordo com sua coloração (pretos são sólidos e brancos vazios). Desta forma, a macroestrutura intumescida é retratada de forma bastante realista. Para cada elemento é atribuído uma condutividade térmica, conforme coloração. Pixels correspondendo a vazios recebem a condutividade térmica do ar. Ensaio através do método da placa quente foram utilizados para estimar a condutividade térmica dos elementos sólidos (porção intumescida). Entretanto, a condutividade térmica de um elemento que não é vazio é

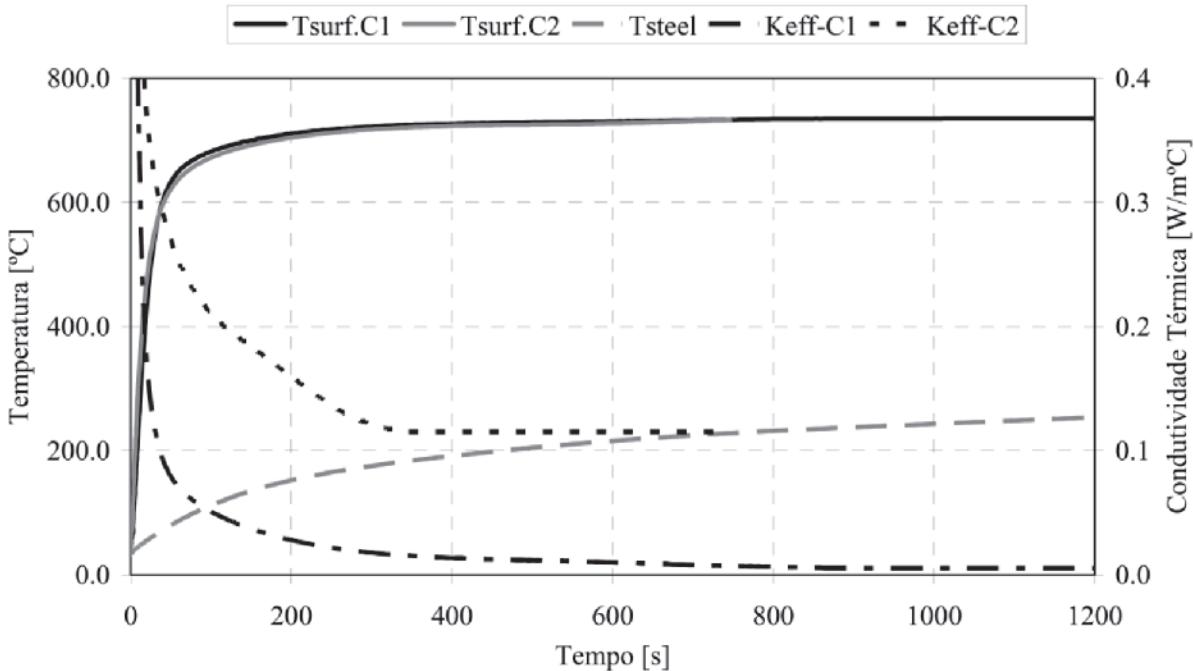


Figura 4
Condutividade térmica segundo o modelo numérico proposto por Mesquita et (20)
(Fonte: Mesquita et (20))

mais complexa. Verifica-se que a macro porosidade corresponde a somente um terço da porosidade total. Assim, a micro porosidade deve ser incluída na avaliação da condutividade térmica. Um submodelo foi empregado para determinar a condutividade térmica dos elementos não vazios, por análise através de microscópio eletrônico de transmissão.

Uma vez que a condutividade térmica de cada elemento é atribuída, é possível calcular a condutividade térmica global do modelo bidimensional. Impostas as condições de contorno de temperatura constante no topo e base da camada de tinta e condições adiabáticas nas demais camadas, calcula-se a temperatura no interior do domínio e o fluxo de calor da malha de elementos. A figura [3] compara o resultado do método numérico proposto por Staggs [19] com três amostras de tintas intumescidas ensaiadas através do método da placa quente para estimativa da condutividade térmica.

Alguns aspectos devem ser observados sobre o modelo acima proposto. O primeiro relaciona-se à dependência da condutividade térmica com a temperatura. Staggs [19] elucida que, na ocorrência de elevadas temperaturas, a radiação através dos poros aumenta significativamente a condutividade térmica aparente. Para esta questão, são propostas aproximações numéricas, em função do tamanho dos poros, retratando o fluxo de calor adicional por radiação. Outro aspecto relaciona-se à evolução da condutividade térmica efetiva ao longo do desenvolvimento da intumescência. Os resultados apresentados retratam, com considerável precisão, o comportamento de uma seção completamente intumescida, prescindindo de sua relação com as propriedades térmicas desenvolvidas ao longo do processo químico.

Segundo Mesquita et al [20] a determinação de temperaturas do material intumescente envolve uma transformação de fase com duas ou mais fronteiras móveis: composição inicial, camada pastosa e camada carbonizada. Afirma-se, ainda, que o desempenho da proteção intumescente relaciona-se diretamente com a temperatura ou tempo em que a intumescência se inicia e o período durante o qual atua como barreira térmica. O modelo proposto analisa o desenvolvimento da intumescência como um problema unidimensional, onde o fluxo de calor se propaga através da tinta. Admite-se que a transição de estado inicial para carbonizado se dá em uma camada muito fina, ativa a uma temperatura crítica. Após a fase de aquecimento, a superfície atinge a temperatura de transição e a proteção pode ser dividida em duas camadas. Entretanto, visando-se a determinação de um valor estimado de condutividade térmica da porção intumescente, admite-se que esta é constituída por uma única camada de massa específica e calor específico constantes.

A condição de contorno na superfície externa da tinta determina que o fluxo de calor que passa pela camada intumescente é igual a fluxo de calor proveniente do incêndio (ou do ensaio avaliado), excetuando-se as perdas de calor por convecção e radiação. À exemplo de Anderson et al [16], considera-se não haver gradiente de temperatura na placa metálica avaliada, devido à reduzida espessura e elevada difusividade. Assume-se, também, que a base do substrato apresenta características adiabáticas, não havendo trocas de calor com o meio externo.

A figura [4] apresenta o resultado numérico da condutividade térmica efetiva admitindo-se as mesmas condições de ensaio experimental realizado com placa de aço quadrada com dez centíme-

tros de lado, quatro milímetros de espessura e pintada em uma face com tinta intumescente à espessura de 3010 micrômetros. Foram tomadas duas hipóteses: massa específica do material e espessura constantes, ambas iguais à condição inicial da tinta não intumescida (caso C1); massa específica e espessura dependentes do tempo (caso C2). São apresentadas, também, as temperaturas na face da camada intumescente e no aço. É possível notar que, durante a fase de aquecimento, a condutividade térmica diminuiu, até o instante onde a temperatura da superfície da tinta e do aço são aproximadamente constantes. Apesar de similares para os dois casos avaliados, a condutividade térmica do caso C2 é superior.

De acordo com o Eurocode 3 apud Mesquita et al [21], o aumento da temperatura de perfis de aço com proteção ao fogo, nT_s , pode ser calculado pela Equação 15, conforme formulação proposta por Wickström.

$$nT_s = \frac{(T_g - T_s)}{\left(\frac{c_s \rho_s}{A_p / V} \right) \cdot \left(\frac{d_p}{k_p} \right) \cdot \left(1 - \frac{\emptyset}{3} \right)} nt - (e^{\emptyset/10} - 1) nT_g \quad (15)$$

Sendo que $\emptyset = c_p \cdot \rho_p \cdot d_p / [c_s \cdot \rho_s / (A_p / V)]$, c_s e ρ_s representam o calor específico e a densidade do aço, respectivamente; nt o aumento da temperatura ambiente ocorrido no intervalo nt ; T_g e T_s as temperaturas no ambiente no aço; A_p / V o fator de massividade (relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido); c_p , k_p e ρ_p o calor específico, a condutividade térmica e a massa volumétrica da proteção, respectivamente, e d_p a espessura da camada de proteção.

A inversão da Equação 15 possibilita obter, de forma direta, a condutividade térmica do material de proteção e determinar a variação desta propriedade com a temperatura da proteção – conforme a temperatura do ambiente e do substrato metálico. Entretanto, admite-se que a espessura da tinta intumescente é constante e igual à espessura inicial.

$$k_p = \left[\frac{c_s \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{\emptyset}{3} \right) \cdot d_p}{(T_g - T_s) \cdot nt \cdot A_p / V} \right] \cdot [nT_s + (e^{\emptyset/10} - 1) nT_g] \quad (16)$$

Mesquita et al [21] afirma que a tinta intumescente pode ser considerada como material de proteção leve uma vez que, em geral, para as espessuras de proteção aplicadas a parcela $c_p \cdot \rho_p \cdot d_p \cdot A_p$ é inferior à metade da capacidade térmica do aço. Quando isto ocorre, pode ser assumido que $\emptyset = 0$.

A principal diferença entre os trabalhos propostos por Mesquita et al [21] e Mesquita et al [20] com os demais apresentados neste artigo é o foco: a estrutura metálica. Assim, não se objetiva uma descrição precisa do desenvolvimento das propriedades físicas durante a intumescência, mas sim uma aproximação suficientemente adequada que possibilite uma abordagem qualitativa sobre a temperatura no substrato metálico protegido. Assim, a condutividade térmica proposta é uma aproximação, com bases teóricas e normativas, que possibilite a comparação com modelos computacionais dos ensaios experimentais realizados, prevendo o comportamento estrutural dos elementos metálicos.

6. Conclusões

Apesar de comercializadas por mais de 40 anos e utilização bastante difundida até a década de 1980, a maior parte das publicações sobre tintas intumescentes eram oriundas da literatura de patentes, onde pouco era apresentado sobre o mecanismo físico-químico da intumescência. O atual conhecimento sobre a composição química e reações da intumescência é relativamente amplo e bem fundamentado. Entretanto, ainda que se disponha de uma considerável quantidade de componentes químicos que atendem às características necessárias ao comportamento intumescente, apenas alguns poucos são utilizados na prática e, em geral, sua escolha dá-se empiricamente. A disseminação da abordagem química possibilitou, também, uma evolução dos modelos que retratam as propriedades físicas dos intumescentes. Em um primeiro momento, o desenvolvimento da intumescência era retratado através da perda e equilíbrio de massa. Propostas mais atuais tendem a segmentar o processo, mostrando-se um caminho mais aproximado ao comportamento real da intumescência. Por outro lado, mantendo-se o foco no substrato, é possível notar que modelos simplificados, apesar de menos realistas do ponto de vista físico-químico, retratam com relativa precisão a evolução da temperatura na superfície protegida. É latente, entretanto, a diferença do estágio atual de pesquisas no Brasil em relação ao restante do mundo. Poucas publicações nacionais são destinadas aos elementos de proteção térmicos e ainda mais raros são os trabalhos dedicados em retratar um material específico como, neste caso, as tintas intumescentes. Possivelmente, parte deste pouco interesse no desenvolvimento tecnológico de intumescentes deve-se ao fato de, via de regra, ser um produto importado, fabricado em outros países e, no Brasil, com aplicações ainda bastante específicas – por exemplo utilizados em refinarias e plataformas off-shore. Além disso, não há uma normalização nacional abordando ensaios e desempenho de intumescentes ou sequer de outros materiais de proteção.

Este cenário tende a ser alterado em um futuro próximo. Além da chegada de fabricantes ao país, as ocorrências recentes de incêndios têm trazidos à luz da sociedade, dentre outras, questões sobre a regulamentação de elementos de proteção ao fogo. Desta forma, o presente artigo busca contextualizar as diferentes abordagens teóricas sobre os intumescentes no restante do mundo e, assim, possibilitar um início de pesquisas nacionais no mesmo patamar internacional.

7. Agradecimentos

Agradeço e dedico este trabalho ao meu orientador, prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior, e co-orientador prof. Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior, pelo apoio e conhecimento compartilhado. Aos engenheiros Celso Vaz Santiago, Rafael Mesquita Chavez e prof. Dr. Antonio Wanderley Terni. À Projectus Consultoria Ltda. pelo incentivo em minha constante qualificação. À minha família, pelo carinho e incentivo.

8. Referências bibliográficas

- [1] MELHADO, S. B. Edifícios de Estruturas de Aço – Segurança Contra Incêndios e Critérios de Proteção de Estruturas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.
- [2] SILVA, V. P. Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. 1997. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [3] ABREU, L. M. P.; FAKURY, R. H. Elevação de Temperatura em Elementos Estruturais de Aço de Edifícios em Incêndio. In: VII SEMANA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA DA UFMG, Minas Gerais, 1998.
- [4] FAKURY, R. H. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL "O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL", 2., Belo Horizonte: SME, 1999.
- [5] MARTINS, M. M. Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. 2000. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2000.
- [6] LOPEZ RIBEIRO, J. C., Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais 2004.
- [7] GUIMARÃES, P. P. O. Sobre o Dimensionamento do Vestimento Contra Fogo em Estruturas de Aço. 2007. 265 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [8] Andrade, C. C. Proteção térmica em elementos estruturais de aço. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Universidade Federal de Santa Catarina. - Florianópolis, SC, 2010.
- [9] TROITZSCH, J. H. Methods for the Fire Protection of Plastics and Coatings by Flame Retardant and Intumescent Systems. Marl, 1983.
- [10] CAMINO, G., COSTA, L., MARTINASSO, G. Intumescent Fire-Retardant Systems. Torino, 1988.
- [11] NØRGAARD, K. P., DAM-JOHANSEN, K., CATALÀ, P. KIIL, S. Laboratory and Gas-Fired Furnace Performance Tests of Epoxy Primers for Intumescent Coatings. Lyngby, 2014.
- [12] JIMENEZ, M., DUQUESNE, S., BOURBIGOT, S. Characterization of the Performance of an Intumescent Fire Protective Coating. Villeneuve d'Ascq, 2006.
- [13] RESHETNIKOV, I. S., GARASHCHENKO, A. N., STRAKHOV, V. L. Experimental investigation into mechanical destruction of intumescent chars. 2000.
- [14] NØRGAARD, K. P., DAM-JOHANSEN, K., CATALÀ, P. KIIL, S. Investigation of Char Strength and Expansion Properties of an Intumescent Coating Exposed to Rapid Heating Rates. Lyngby, 2013.
- [15] CLARK, K. J., SHIMIZU, A. B., SUCHSLAND, K. E., MOYER, C. B. Aerotherm Final Report 74-101 – Analytical Modeling of Intumescent Coating Thermal Protection System in a JP-5 Fuel Fire Environment. Califórnia, 1974.
- [16] ANDERSON, C. E., WAUTERS, K. D.A Thermodynamic Heat Transfer Model for Intumescent Systems. San Antonio, 1984.
- [17] BUCKMASTER, J., ANDERSON, C., NACHMAN, A. A Model for Intumescent Paints. Ilinois/San Antonio, 1986.

- [18] DEOGON, M., HALL, R., SOCRATES, G. A Simple Theoretical Model for Intumescent Paints. Londres, 1988.
- [19] STAGGS, J. E. J. Thermal Conductivity Estimates of Intumescent Chars by Direct Numerical Simulation. Leeds, 2010
- [20] MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P. A. G.; VAZ, M. A. P.; PINTO, T. Determinação da Condutividade Térmica Efectiva de Tintas Intumescentes. In: 7º CONGRESSO NACIONAL DE MECÂNICA EXPERIMENTAL, Vila Real, 2008.
- [21] MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P. A. G.; VAZ, M. A. P.; VILA REAL, P. M. M.; RAMOS, F. Comportamento de Vigas em Aço Protegidas com Tinta Intumescente. In: V CONGRESSO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA, Lisboa, 2005.
- [22] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM E-736 Standard Test Method for Cohesion/Adhesion of Sprayed Fire-Resistive Materials Applied to Structural Members. Filadélfia, 2011.
- [23] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC Desing Guide 19 Fire Resistance of Structural Steel Framing. Chicago, 2003.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.
- [28] BERTELLI, G., CAMINO, G., MARCHETTI, E., COSTA, L., CASORATI, E., LOCATELLI, R. Parameters Affecting Fire Retardant Effectiveness in Intumescent Systems. Torino, 1988.
- [29] CHEN, C. K., ZENG, J. W., SHEN, B. Y. Experimental Investigation on Fire Response of Steel Plate with Ultrathin Intumescent Coatings. Changsha, 2013.
- [30] COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. Eurocode1: Ações em estruturas. Bruxelas, 2009
- [31] COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. Eurocode2Projeto de estruturas de betão. Bruxelas, 2007.
- [32] COMITE EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. Eurocode3Projeto de estruturas de aço. Bruxelas, 2010.
- [33] CORTEZ, I. M. M. Contribuição ao Estudo dos Sistemas de Revestimento à Base de Argamassa com Incorporação de Fibras Sintéticas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 1999.
- [34] DAI, X. H., WANG, Y. C., BAILEY, C. G.. Effects of Partial Fire Protection on Temperature Developments in Steel Joints Protected by Intumescent Coating. Manchester, 2008.
- [35] DRYSDALE, D. An Introduction to Fire Dynamics. 2nd ed. Chichester, U.K.: John Wiley & Sons, 2000. 451p.
- [36] EUROPEAN ORGANIZATION FOR TECHNICAL APPROV- ALS.ETAG No 018 – Guideline for European Technical Approval of Fire Protective Products. Bruxelas, 2011.
- [37] GERARD, C., FONTAINE, G., BELLAYER, S., BOURBIGOT, S. Reaction to Fire of an Intumescent Epoxy Resin: Protection Mechanisms and Synergy. Lille, 2012.
- [38] GOMES-MARES, M., TUGNOLI, A., LANDUCCI, G., BARONTINI, F., COZZANI, V. Behavior of Intumescent Epoxy Resins in Fireproofing Applications. Pisa, 2012.
- [39] JIMENEZ, M., DUQUESNE, S., BOURBIGOT, S. Intumescent Fire Protective Coating: Toward a Better Understanding of Their Mechanism of Action. Villeneuve d'Ascq, 2006.
- [40] LIANG, H., SHI, W., GONG, M. Expansion Behavior and Thermal Degradation of Tri(acryloyloxyethyl) Phosphate/Methacrylated Phenolic Melamine Intumescent Flame Retardant System. Hefei, 2005.
- [41] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. PINI, São Paulo, 1994.
- [42] MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P. A. G.; VAZ, M. A. P. Caracterização do Comportamento e das Propriedades Termofísicas de Tintas Intumescentes. In: CONGRESSO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA, Lisboa, 2006.
- [43] PANNONI, F. D. Coletânea do Uso de Aço: Princípios da Proteção de Estrutura Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio, 4ª edição. Perfil Gerdau Aço Minas. 2007
- [44] PEREIRA, A. A. Estudo Experimental e Simulação Numérica do Comportamento de Tintas Intumescentes na Proteção de Elementos Estruturais em Condição de Incêndio. Bragança, 2009.
- [45] SILVA, V. P. Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. ZigurateEditora, São Paulo, 2001. 249p.
- [46] STAGGS, J. E. J., CREWE, R. J., BUTLER, R. A Theoretical and Experimental Investigation of Intumecent Behavior in Protective Coatings for Structural Steel. Leeds, 2011.
- [47] VEIGA, M. R. S.; ABRANTES, V. Improving the Cracking Resistance of Rendering Mortars – Influence of Composition Factors. In: XXV IAHS World Housing Congress, Lisboa, 1998.
- [48] ZHANG, Y., WANG, Y. C., BAILEY, C. G., TAYLOR, A. P. Global Modelling of Fire Protection Performance of Intumescent Coating Under Different Cone Calorimeter Heating Conditions. Bolton, 2012.

Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006

Influência das recomendações de norma para o cálculo da ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice segundo a ABNT NBR 9062:2006



R. PIERALISI ^a
ricardo.pieralisi@upc.edu

R. D. MACHADO ^b
rdm@ufpr.br

Abstract

This work studies the column-base connection by external socket in precast structures. A parametric study of the geometric characteristics of the external socket base with smooth interface is presented. In this parametric study, the consumption of concrete and steel are analyzed. The column cross section, the embedded length of the column in the socket base and the thickness of the wall of the socket base were the variables considered in this study. It was observed that with the increase of the embedded length, the minimum cross section of the main horizontal reinforcement reduces. With this modification, the walls of the socket base that are perpendicular to the direction of the applied loads presented a reduction of their stiffness. Besides the parametric study, this paper presents a verification model. This part of the study shows the possibility to generate abacuses that simplifies the project of the socket base foundation. Moreover, a comparative analysis becomes easier to be accomplished.

Keywords: socket base foundation, embedded length, wall thickness, parametric study, verification model.

Resumo

Este trabalho é dedicado ao estudo da ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo em estruturas de concreto pré-moldadas. Apresenta-se um estudo paramétrico envolvendo as características geométricas que influenciam no consumo de concreto e principalmente do aço em ligações com interface lisa. As variáveis consideradas são a seção transversal do pilar, o comprimento de embutimento do pilar no cálice e a espessura da parede do cálice. Observa-se que o aumento do comprimento de embutimento diminui a seção transversal mínima de armadura horizontal principal, o que torna as paredes perpendiculares à atuação dos esforços solicitantes mais frágeis. Além do estudo paramétrico, este trabalho também apresenta um modelo de verificação que mostra a possibilidade da geração de ábacos que facilite tanto o projeto de cálices de fundação quanto uma análise comparativa.

Palavras-chave: cálice de fundações, comprimento de mebutimento, espessura da parede, estudo parametrico, modelo de vevrifcação.

^a Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSECCPB, UPC BarcelonaTech, Barcelona, Espanha;
^b Universidade Federal do Paraná, Centro de Estudos de Engenharia Civil, Curitiba, PR, Brasil.

Received: 16 Jun 2015 • Accepted: 02 May 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introduction

Nowadays the aims of civil construction are to reduce the waste and improve the quality and productivity. Engineers seek for more economic constructions, combined with better energy conservation and efficient constructive methods. In this sense, different methods and procedures have been studying and applying over the past few years. Precast structures fulfill these objectives, presenting cleaner construction sides, allowing faster constructions and improving the efficiency of the materials usage.

Following a global trend, in Brazil, precast structures are also standing out, being employed mainly in the construction of industrial sheds, shopping malls and supermarkets. The main difference between reinforced concrete structures cast in situ and precast is that the last one has the elements, in part or totally, casted out of the final construction site. Thus, the precast structures present different steps: concreting, de-molds, storage, transportation and assembly. The assembly, where the connections between structural elements are made, is one of the most important steps. While a concrete structure cast in situ acts on a monolithic way, the monolithic degree of precast structure depends on the efficiency of the connections to ensure a good transmission of stresses between the different elements. If the connections are not well designed and implemented, they may compromise the construction efficiency and modify the behavior of structure. As discussed by EL DEBS [1], there are different methods to perform connections between a precast column and foundation, among them stand out the meth-

ods illustrated in Figure 1. The connection by 'socket base' (Figure 1a) is widespread in Brazil, because of the ease implementation process. There are some variations on the type of socket, it can be totally or partially embedded in the foundation block, or even external to the foundation block. Figure 1a illustrates the case where the socket is placed external to the foundation block. According to DELAIBERA & GIONGO [2] the socket placed external and partially embedded to the foundation block are more common in Brazilian construction. The connection by 'plate base' (see Figure 1b) is similar as the one used in metallic column connection. Another alternative is the connection by 'anchor of the steel bars' (see Figure 1c) where the bars of the column are introduced in cavities made in the foundation and filled with grout. In the connection by 'welding of steel rebar' (see Figure 1d) part of the steel rebar of column and foundation are apparent, then the rebar are joined by weld and finally protected by a layer of grout or concrete. The connection between the column and the foundation in precast structures by 'socket base' has been subject of several studies in recent years, motivated by the increase of precast constructions and because it is a discontinuous region. In studies of CANHA & EL DEBS [3] were presented and discussed different models found in the literature. They suggested that the model by LEONHASDT & MÖNING [4] is a rather conservative when compared with other models. CANHA *et al.* [5] presented a behavior analysis of this type of connection by experimental studies. With these results, they proposed an analytical method for the design of the socket base. CAMPOS [6] compiled and analyzed different project recommendations for the design of the connection by socket base. In the same work, CAMPOS [6] performed comparative studies incorporating new recommendations related to stress transfer of the column to the walls of the socket base. CARVALHO & CANHA [7] analyzed the behavior of the connection between a column and a foundation by socket base (totally embedded in the foundation block) using a truss method, the authors considered that the foundation block was fixed on the top of two piles. This type of connection was a subject of study of DELAIBERA & GIONGO [2]. DELAIBERA & GIONGO [2] analyzed the stress distribution in the rebar and the structural behavior of the connection with different geometries using numerical models. Related to the studies

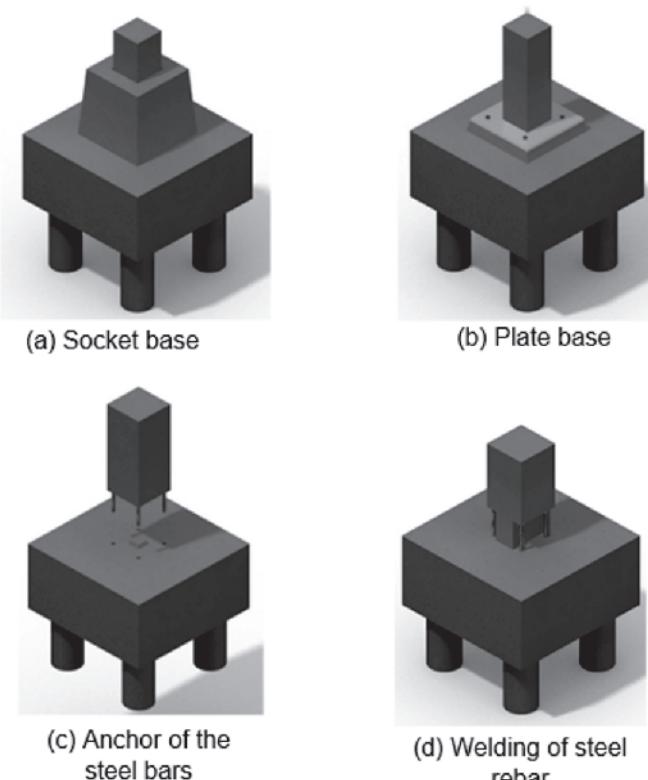


Figure 1
Types of column/foundation connection

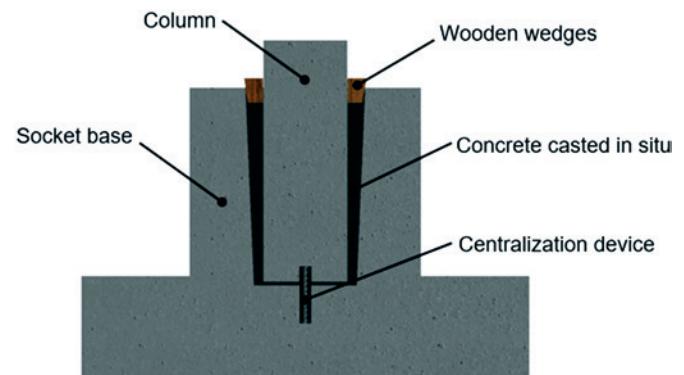


Figure 2
Connection between the column and foundation by socket base

on the use of socket base with rough interfaces, CANHA et al. [8] proposed a model and recommendations for the calculation of this connection in order to be a monolithic.

In this sense, this study aims to analyze the effects of different socket base geometries (external to the foundation block and with smooth walls) on the resulting pressures and reinforcement calculated according to NBR 9062:2006 [9]. This analysis was performed through parametric studies. Furthermore, it presents a methodology through abacuses that provide faster calculation and facilitate meaningful comparisons material consumption. Notice that the study on the development of the abacuses may be trans-

ferred to the variations of socket base (totally or partially embedded in the foundation block) and to the use of rough interfaces.

2. Socket base design

2.1 Initial considerations

The connection between column and foundation presented in this study is the one where part of the precast column is assembled into the foundation block by an external socket base with smooth internal walls. Usually, the socket base is precast. Then, it is connected into the foundation block. Also, the socket base may be

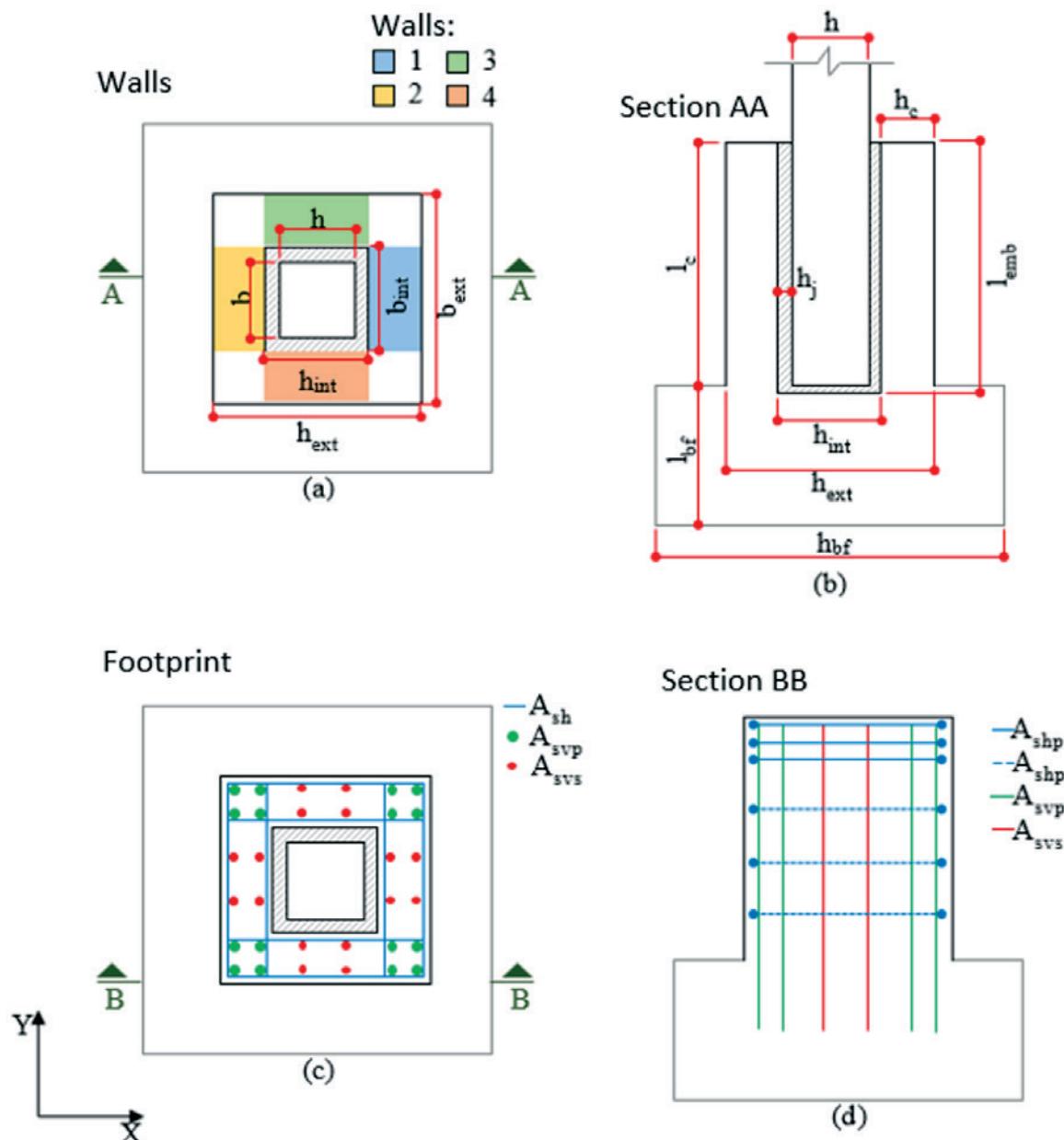


Figure 3

Geometric nomenclature (a) and (b) and reinforcement sections nomenclatures (c) and (d)

cast in a monolithic way with the whole foundation or, even, the whole foundation may be one precast piece. The last one is more used when small pads are necessary.

The construction of a connection between column and foundation block begins with the fitting of the column into the socket, using a centralization device located in the inside bottom of the socket base. In this process, wooden wedges are placed to facilitate the provisional fixation and also to correct the deviations that may occur. The space that lies between the socket and the column is then filled with grout or concrete (the resistance should equal or higher than the highest resistance of the column or the foundation). Figure 2 presents the longitudinal section of the socket base connection. In this figure, the different parts of the connection is observed, the centralization device located in the inside bottom, the concrete casted *in situ* (or grout) used to consolidate the column with the socket and, also, the wooden wedges to provide provisional fixation.

In order to facilitate the understand of this work, Figure 3 illustrates a top and cross-section views of the foundation structure with the socket base, where the symbols of geometry are identified (a) and (b), and also the steel reinforcements (c) and (d). A summary with the acronyms and their meanings is presented in the sequence.

- b: Dimension of the column cross section in the Y direction
- h: Dimension of the column cross section in the X direction
- b_{int} : Dimension between the internal faces of the socket base walls in the Y direction
- h_{int} : Dimension between the internal faces of the socket base walls in the X direction
- b_{ext} : Dimension between the external faces of the socket base walls in the Y direction
- h_{ext} : Dimension between the external faces of the socket base walls in the X direction
- h_{bf} : Cross section dimension of the foundation

h_c :	Thickness of the socket base wall
h_j :	Thickness of the joint between the internal wall of the socket and the face of the column
ℓ_c :	External height of the socket
ℓ_{emb} :	Embedded length of the column in the socket
l_{bf} :	Height of the foundation
A_{shp} :	Main horizontal reinforcement
A_{shs} :	Secondary horizontal reinforcement
A_{svp} :	Main vertical reinforcement
A_{svs} :	Secondary vertical reinforcement

2.2 Internal forces transmission

Before the presentation of the calculation method, the internal force transmission from column through foundation by the socket base should be understand, as observed by EL DEBS [1]. First the case of simple bending is discussed with the consideration that the loads are applied only in the X direction. Experimental results of CANHA & EL DEBS [10] indicate that both loads of bending moment (M) and shear (V) are transmitted from the column directly to the walls 1 and 2 of the socket through the upper and lower pressures. Figure 4 presents a cross-section of the connection between column and foundation with the pressures distribution and the resultants forces (upper force $H_{sup,d}$ and lower force $H_{inf,d}$) with their respective distances of action (y and $z+y$).

These pressures mobilized frictional forces on the interface of the column with the socket base. ABNT NBR 9062: 2006 [9] considers friction as part of normal force for socket with smooth interfaces. The frictional force mobilized in the wall 1 is in the direction of the normal force (N). On the other hand, the direction of the mobilized frictional force on the wall 2 depends on the ratio of the loads and the geometry of the socket.

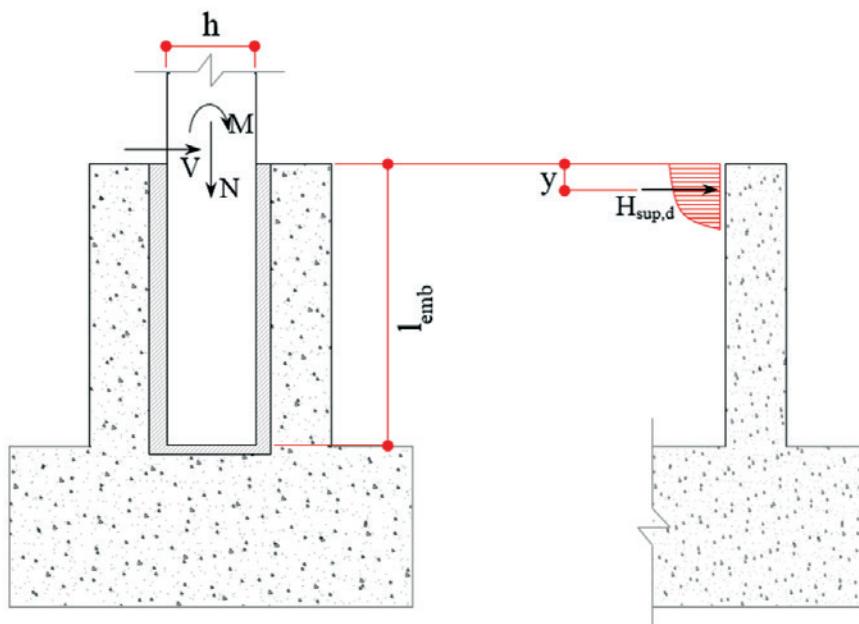
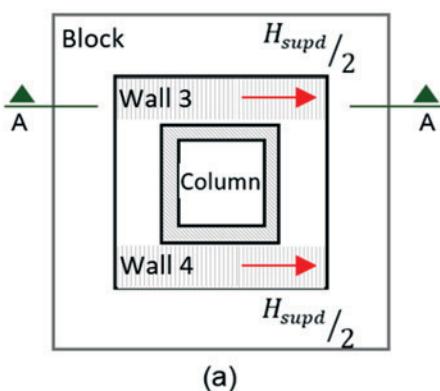


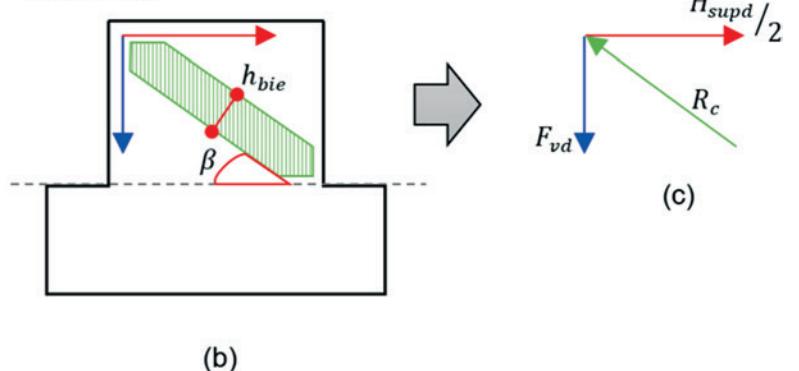
Figure 4
Geometry and resultant forces

Footprint



(a)

Section AA



(b)

(c)

Figure 5

Behavior of the walls 3 and 4 of the socket base

The normal force of the column and frictional forces mobilized on the walls 1 and 2 are transmitted to the base of the socket, which also tend to mobilize the friction in the horizontal direction. Since the walls 3 and 4 have higher inertia than the walls 1 and 2 in the direction of the loads, the pressure that acts on the wall 1 is transmitted almost entirely by flexion to the walls 3 and 4. However, the pressure that acts on the wall 2 will be transmitted practically directly to the base of the socket.

The forces on the walls 3 and 4 are transmitted to the base of the socket with a very similar behavior to the haunch. Depending on the dimensions of the wall, the behavior may be like a very short, short or long haunch. Verifications on the reinforcement of the foundation due to punching on the base of the block or pad should be performed. The intensity of the punch is higher when the geometrical relationship by the normal force (N) is lower.

2.3 Method of NBR 9062:2006 [9]

The method described by the Brazilian standard ABNT NBR 9062:2006 [9] has its premises defined by the model of LEONHARD & MÖNING [4], with some characteristics in common. According to item 6.4.1 of the standard, the socket base should be calculated to resist all the normal, horizontal forces and moments transmitted by the columns, so it transmits the internal forces to the foundation element. The internal surfaces of the socket shall provide at least

the same roughness of the external faces of the part of the column to be embedded, as pointed in 6.4.2. Notice that this study considers the inner face of the socket base as smooth.

The socket base when loaded by the column receives upper and lower pressures, in addition to a portion of friction as shown in section 2.2. The walls 3 and 4 are calculated as haunch fixed at the base, as suggested by LEONHARDT & MÖNING [4]. Figure 5 illustrates the resulting of the upper pressure (H_{supd}) loading the walls 3 and 4. In the section AA is observed the distribution of the internal forces within the walls 3 and 4. The distribution of the internal forces within these walls present a lattice truss model (which is similar to the haunch). This hypothesis of internal forces transmission is verified by CANHA [11].

If the roughness of the interface were increased with corrugated layers (measuring at least 1 cm to 10 cm) as defined by Section 6.4.3 of the standard, the structure is calculated as monolithic. With this feature, it is possible to consider a friction force of 90% of the resultant force (combination between the normal force and a portion of the moment) as cited in items 6.4.4 and 6.4.5 of the standard.

On the other hand, for smooth interfaces, it is allowed to consider a value of 70% of the normal force (N) to be transmitted by the interface through friction (only in the presence of a suspension reinforcement arranged all around the socket) calculated by Eq. 1. The suspension reinforcement must be added to the primary and secondary vertical reinforcement.

$$A_{s,susp} = \frac{0,7 n N_d}{F_{yd}} \quad (1)$$

Table 1

Embedded length of column
(adapted from ABNT NBR 9062:2006 [9])

Relative eccentricity	Embedded length (ℓ_{emb})
$\frac{M_d}{N_d nh} \leq 0,15$	1,50 nh
$\frac{M_d}{N_d nh} \geq 2,00$	2,00 nh

Punching should be verified as pointed in item 6.4.5 of the standard. In this study the calculations punching were not covered. Embedded length of the column in the foundation (ℓ_{emb}), defined by the item 6.2.3.1 of the standard, is presented in Table 1. Embedded length must be interpolated to relative eccentricity values. According to NBR 9062:2006 [9], if the embedded length is equal or higher than 200 cm, other values obtained with more powerful tool (for example, finite element models) may be adopted.

The resultant force H_{sup} is obtained with Eq. 2. In this equation, it is considered a portion of distribution for the moment and the

shear. The distance y , from the H_{sup} to the top face of the socket is calculated by Eq. 3.

$$H_{sup} = \frac{M_d}{0,67 n l_{emb}} + 1,25 n V_d \quad (2)$$

$$y = 0,167 n l_{emb} \quad (3)$$

Besides the applied forces calculated by Eq. 2, the effects of assembly should be considered for the calculation of reinforcement. The minimum thickness of the socket wall is 10 cm. The filling concrete, located between the column and the socket, must have the same characteristics as the concrete with higher resistance. The maximum aggregate size that allows a proper filling and vibration of the concrete should be defined.

In the sequence, additional considerations to the ABNT NBR 9062: 2006 [9] made by EL DEBS [1] are presented. These considerations are related to the forces calculations for simple and oblique flexion, and the calculation and disposal of the reinforcement.

The walls 1 and 2 undergo to flexion, due the pressures produced by the column on the socket. The maximum flexion occurs at the base of the wall and is produced by the horizontal force H_{sup} . The upper pressure that acts on the first third part (from the top) of the wall of the socket ($l_{emb}/3$) is calculated with the applied loads. The main horizontal reinforcement (A_{shp}) arranged in this region is calculated by Eq. 4 to support the applied loads. It is important to verify the concrete failure through flexo-traction in this region.

$$A_{shp} = \frac{H_{sup,d}}{2n f_{yd}} \quad (4)$$

Vertical reinforcements arranged on the walls 3 and 4 are calculated considering the distribution of forces as haunch. The β angle (formed from the geometric relations of the socket base) is calculated by Eq. (5). The vertical force F_{vd} is calculated by Eq. (6). Finally, the main vertical reinforcement (A_{svp}) is calculated to resist the vertical force F_{vd} , as presented in Eq. (7).

$$\beta = \arctg \left(\frac{\ell_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - 0,5 \cdot h_c} \right) \quad (5)$$

$$F_{vd} = \frac{H_{supd}}{2 \cdot \cos \beta} \quad (6)$$

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} \quad (7)$$

The vertical and horizontal forces applied on the walls 3 and 4 generate a compression link (at the diagonal of these walls), the value of this compression is calculated by Eq. (8). Due the link of compression, this region should be checked for crushing of the concrete using Eq. (9).

$$R_c = \frac{H_{supd}}{2} \cdot \operatorname{tg} \beta \quad (8)$$

$$\sigma_c = \frac{R_c}{h_{bie} n h_c} \leq 0,85 n f_{cd} \quad (9)$$

Case the socket must be dimensioned oblique flexion, as in most cases, EL DEBS [1] suggested some procedures to be followed for the calculation, such as: the design of the vertical reinforcement is done in both directions and then summed. This recommendation is indicated in case of simultaneous action of moments in both directions. On the other hand, for the horizontal reinforcement, the higher value of the calculated reinforcement considering the action of moment in each direction is adopted.

In order to perform the verifications of concrete crushing by compression of the walls 3 and 4, the yield tension is reduced from $0,6 f_{cd}$ to $0,5 f_{cd}$. For the embedded length, the highest value of the calculated l_{emb} by individual analysis in each direction is adopted, thus being in favor of safety.

3. Calculation tool

For a complete theoretical and critical analysis of how the design parameters of the connection between precast columns and blocks of foundation influence the consumption of each material, an efficient calculation method for analyzing several variables is necessary. With this consideration, this paper adapted the program developed by PIERALISI [12] to an interactive calculation module. The program developed by PIERALISI [12] provides an easy interface user/machine with 3 choices of calculation methods to solve the proposed problem. The methods implemented in this program include that defined by NBR 9062: 2006 [9], the Italian standard CNR 10025: 1998 [13] and also by the method developed by CANHA [10]. The methods implemented in this program are solved in an analytical way. After the input data is introduced, the internal module calculates the minimal geometrical dimensions for the socket base. The user choose the geometrical dimensions and the program calculates the required reinforcement, also in an analytical way. Only the calculation method proposed by ABNT NBR 9062: 2006 [9] was used in this paper analyzes.

The implementation module aims, first, to analyze the influence of the geometric parameters of the socket over the necessary minimum amount of reinforcement in certain cases. On the other hand, the use of a verification method allows to enter with the geometric parameters and the arranged reinforcement as in put, then the applied forces is calculated. Parametric analyses were performed in both cases.

Figure 6 presents the calculation algorithm used in this study. The algorithm is divided into two groups: one responsible for the conventional analysis, where it is studied the influence of each geometric parameter of the socket over the minimum amount of required reinforcement. The other one is responsible for the verification method, where the maximum loads that the combination geometry + reinforcement support are determined.

At the end of the calculations, the results are processed in tables and graphics to verify the influence of different variables. The results arising from this calculation module are presented in section 4.

4. Results

As discussed previously, the parameters that modify the value of

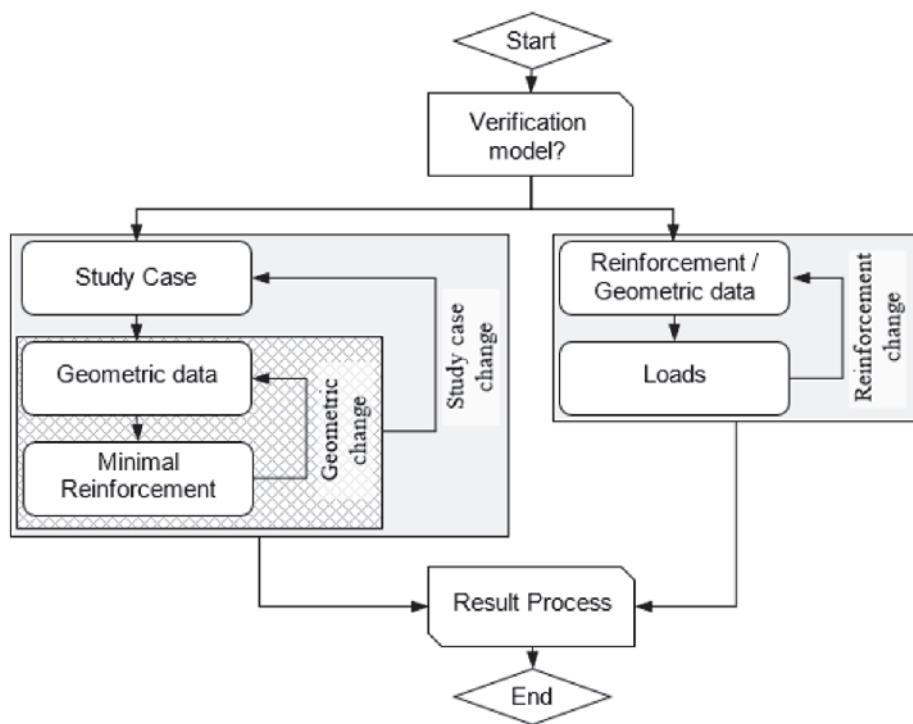


Figure 6
Flowchart of the program

the upper pressure on the wall of the socket also influence the amount of reinforcement necessary to support the loads. Notice that the results of this study do not consider the portion of the reinforcement of suspension. First, the results of different parametric studies performed with the module described in section 3 are presented. In the sequence, a comparative study that estimates the amount of material (concrete in m^3 and steel in kg) for the different solutions was performed. Finally, results of the verification method for the connection between column and foundation by socket base with smooth interface were analyzed.

4.1 Cases studies

Four different problems were analyzed, one of them is a case of oblique flexion while the others represent cases of normal flexion

Table 2
Case studies

	Case study			
	1	2	3	4
N_k (kN)	1261	2083	1355	180
M_{xk} (kN.m)	117	-	-	-
M_{yk} (kN.m)	22	25	110	145
V_{xk} (kN)	12	50	65	35
V_{yk} (kN)	65	-	-	-

with different eccentricities of the normal load. Table 2 presents the values of the loads and the resistance of concrete for each case study. These values were chosen based on projects carried out by the authors and as previously stated, to cover different eccentricities. The compressive strength of the concrete used in these studies was 25 MPa.

4.2 Influence of the precast column section

In the case of precast concrete structure, some cross sections of columns are the most commonly used. Thus, in this study the sections $40 \times 40 \text{ cm}^2$, $50 \times 50 \text{ cm}^2$, $60 \times 60 \text{ cm}^2$, $40 \times 60 \text{ cm}^2$, $60 \times 40 \text{ cm}^2$ were defined as objects of study. The case studies were analyzed using each of the sections of columns. The minimum values defined by NBR 9062: 2006 [9] for the geometric properties of the socket base were considered. A gap from the face of the column to the inside face of the socket base of 5 cm for each side was taken for all cases analyzed.

Table 3 summarizes the results for the four case studies with section variations of the column (h_x and h_y). Following the standard orientations, wall thickness of the socket (h_c) and the embedded length (ℓ_{emb}) were defined as the minimum values recommended. The definition of these two parameters allows the immediate evaluation of concrete volume. Only socket base (regardless of the rest of the foundation structure) was considered for this estimation. In the sequence, the minimal sections of steel reinforcement necessary to resist the internal forces were calculated. The total amount of steel was estimated without considering any anchor reinforcement. No specific diameter for the reinforcement was adopted.

With the increase of the dimensions of the column section, the minimum values for the thickness of the walls of the socket base and the embedded length increase. Notice that the embedded length is a function of the cross section of the column and eccentricity of the applied loads. The relationship between the embedded length and the eccentricity of the loads is demonstrated by case studies 2, 3 and 4 with loads in the same direction. Although, the loads have different intensities, which modify the eccentricity of the loads.

For a more didactically explanation of the reinforcement of the socket base, it was divided in regions. In this sense, each reinforcement region is presented separately. The horizontal main reinforcement (A_{shp}) decreases its section as the embedded length is increased, which is related to the increase of the dimensions of the column. The secondary horizontal reinforcement (A_{shs}) increases its section with the increase of cross section of the column, due mainly to the increase of the embedded length that raises the concrete section in this region. The increase of the concrete section increases the requirement of minimal reinforcement.

The main vertical reinforcement (A_{vhp}) decreases its section as the cross section of the column is increased, similar to the A_{shp} . The

predominant direction of the loads influences A_{vhp} , in case study 1 the predominant loads act in the direction Y and, when comparing the reinforcement obtained for the cross sections of the columns 40x60 cm and 60x40 cm (2.53 and 2.75 cm^2 respectively), it is observed that when the largest dimension of the column is in the same direction of the major loads the A_{vhp} is lower. The same applies to the case studies 2, 3 and 4, but in these case studies the loads act predominantly in the direction X (the use of the columns to Section 60x40 cm in such cases is more efficient). Two different behavior in relation to secondary vertical reinforcement (A_{svs}) were observed. The first occurs when the concrete cross section it is enough to withstand the applied loads. In this case the reinforcement arranged is the minimum established by the standard. Thus it was observed, when the cross section of the column is increased more reinforcement is required. On the other hand, when the concrete cross-section is not sufficient to withstand the applied loads, when the cross section of the column is increased less reinforcement is needed to support the applied loads.

In some cases, when the decrease of minimum section of reinforcement calculated to support the applied loads is analyzed,

Table 3

Influence of the column section on the material consumption of the socket base

Case study	h_x (cm)	h_y (cm)	h_c (cm)	l_{emb} (cm)	Conc. vol. (m^3)	A_{shp} (cm^2)	A_{svp} (cm^2)	A_{svs} (cm^2)	A_{shs} (cm^2)	$A_{s,tot}$ (kg)
1	40	40	14	62	0,22	3,23	3,69	1,48	0,87*	15,63
	50	50	17	77	0,40	2,34	2,89	1,53*	1,31*	17,34
	60	60	20	90	0,65	1,82	2,34	2,10*	1,80*	20,83
	40	60	20	90	0,58	1,82	2,53	2,10*	1,80*	20,26
	60	40	20	90	0,58	1,82	2,75	2,10	1,80*	20,91
2	40	40	14	60	0,22	2,01	1,66	1,05*	0,84*	8,95
	50	50	17	75	0,39	1,81	1,56	1,53*	1,28*	12,86
	60	60	20	90	0,65	1,67	1,48	2,10*	1,80*	17,98
	40	60	20	90	0,58	1,67	1,86	2,10*	1,80*	18,01
	60	40	20	90	0,58	1,67	1,48	2,10	1,80*	16,89
3	40	40	14	62	0,22	5,57	4,76	1,90	1,19	22,09
	50	50	17	77	0,40	4,74	4,19	1,68	1,31*	25,10
	60	60	20	90	0,65	4,25	3,76	2,10*	1,80*	30,21
	40	60	20	90	0,58	4,25	4,72	2,10*	1,80*	31,15
	60	40	20	90	0,58	4,25	3,76	2,40	1,80*	29,20
4	40	40	14	80	0,29	5,06	5,60	2,79	1,40	29,86
	50	50	17	95	0,50	4,37	4,78	2,71	1,62*	33,28
	60	60	20	110	0,79	3,87	4,20	2,78	2,20*	37,95
	40	60	20	90	0,58	4,58	5,09	2,10*	1,80*	32,84
	60	40	20	110	0,70	3,87	4,20	2,58	2,20*	35,32

* Use of minimal reinforcement

the difference may appear illusory. For example, a case presents less reinforcement in terms of section, however because of the

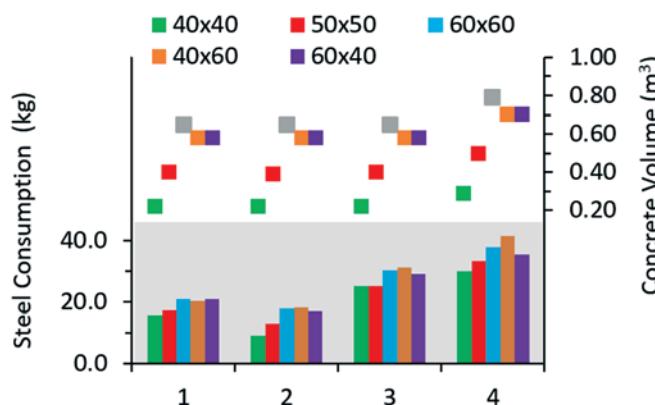


Figure 7
Consumption of the materials of the socket base

geometries of the socket base the steel consumption (in weight) is higher. Figure 7 relates the consumption of each type of material with the cross section of the column used in the calculation of each case study. The horizontal axis represents the 4 study cases, the left vertical axis represents the steel consumption in kg and the vertical axis on the right represents the concrete consumption in m³. The bottom of the figure (in bars) relates steel consumption for each simulation. The upper part of the figure (in dots) relates the concrete consumption for each simulation.

When only the square cross sections of the columns (40x40 cm, 50x50 cm and 60x60 cm) are analyzed, an almost linear relationship for both steel and concrete consumption is observed. With the increase of the dimensions of the cross section of the column, the consumption of steel and concrete increase. The rectangular cross-sections of the columns (40x60 cm and 60x40 cm) should be studied case by case to check which direction consumes less or more material. However, when comparing these rectangular sections with square section 60x60 cm, for study cases 2-4, rectangular have lower material consumption.

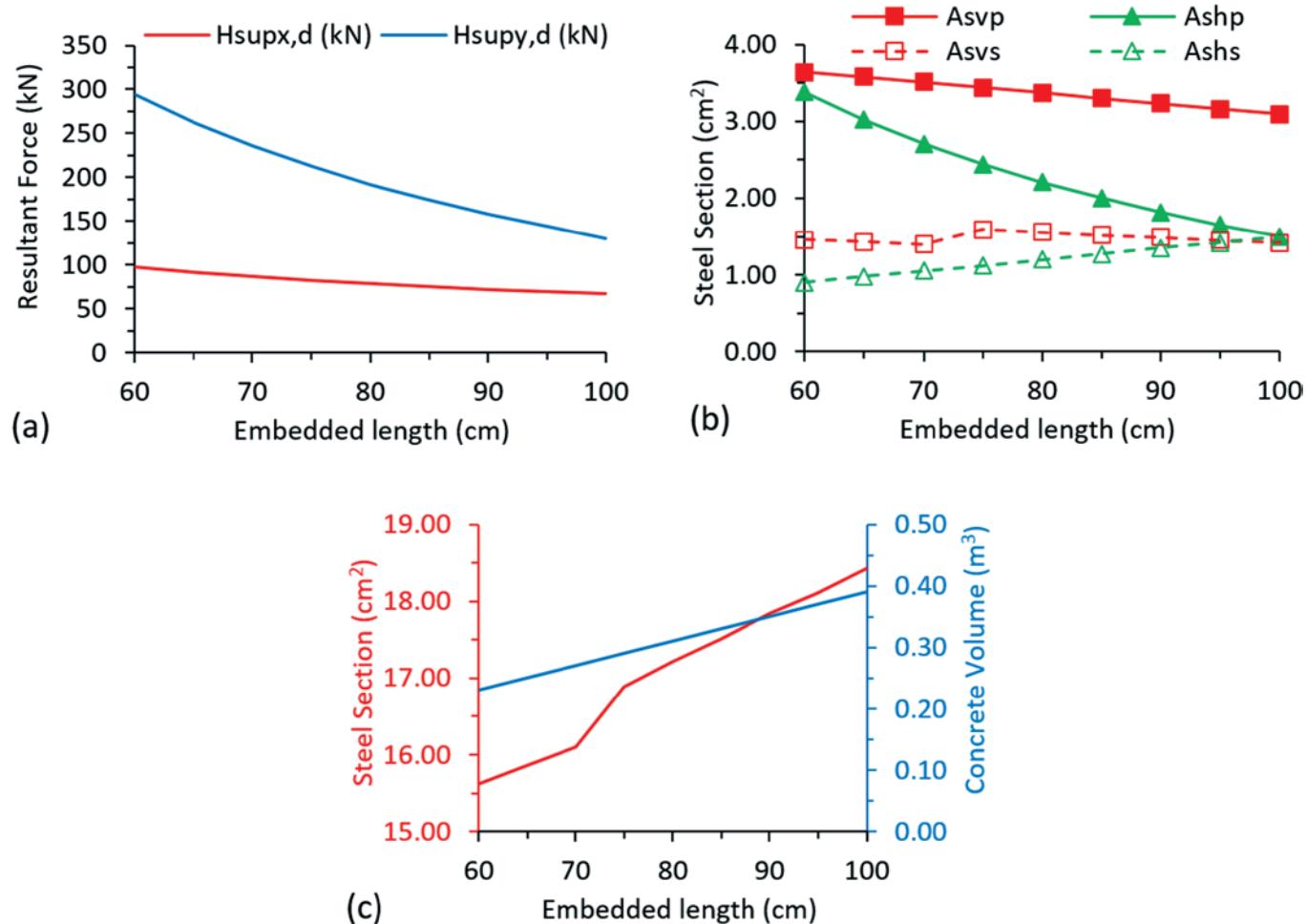


Figure 8
Influence of the variation of the embedded length on the upper resultant forces (a), on the calculated reinforcement section (b) and on the consumption of the materials (c)

4.3 Influence of the embedded length (ℓ_{emb})

For the parametric studies about the influence of embedded length (4.3) and wall thickness (4.4) on the reinforcement of the socket base was chosen the cross section 40x40 cm² for the column and the loads applied of the case studies from Table 4.

First, it is analyzed the case study 1 under the influence of the increase of the embedded length, due it is the only of cases with oblique flexion. The wall thickness of the socket base was pre-determined using minimal necessary (equals 14 cm) defined by the NBR 9062: 2006 [9]. Figure 8a shows the evolution of the upper resultant forces with the increase of the embedded length. The upper force in X direction ($H_{supx,d}$) and in Y direction ($H_{supy,d}$) were represented in blue and red, respectively. As expected, due to predominance of loads, the magnitude of the resultant upper force in the direction Y is higher and also suffer more influence with the increase of embedded length, because the decomposition of the loads. As previously mentioned in section 2, the value of upper resultant force is a direct function of the embedded length and loads.

In this sense, it is observed a decrease of approximately 55% of $H_{supy,d}$ by varying the embedded length from 60 cm to 100 cm. On the other hand, in X direction the decrease is about 30% for the same difference.

Figure 8b shows the values of calculated reinforcement sections to support the loads according to the evolution of the embedded length. The continuous curves represent the main reinforcement, the dashed curves represent the secondary reinforcement, while the green color refers to the horizontal reinforcement and red to vertical reinforcement.

In this case study, the A_{shp} reinforcement is directly influenced by the upper maximum resultant force. A decrease of approximately 55% with the variation from 60 to 100 cm of the embedded length was observed. The fact that the reinforcement section decreases equally to the decrease of the upper maximum resultant force is no coincidence. On the contrary, the cases presented below showed the same pattern because, as stated in section 2, the upper maximum resultant force is the main variable on the calculation of A_{shp} . Therefore, A_{shp} reinforcement increases with the increase of the

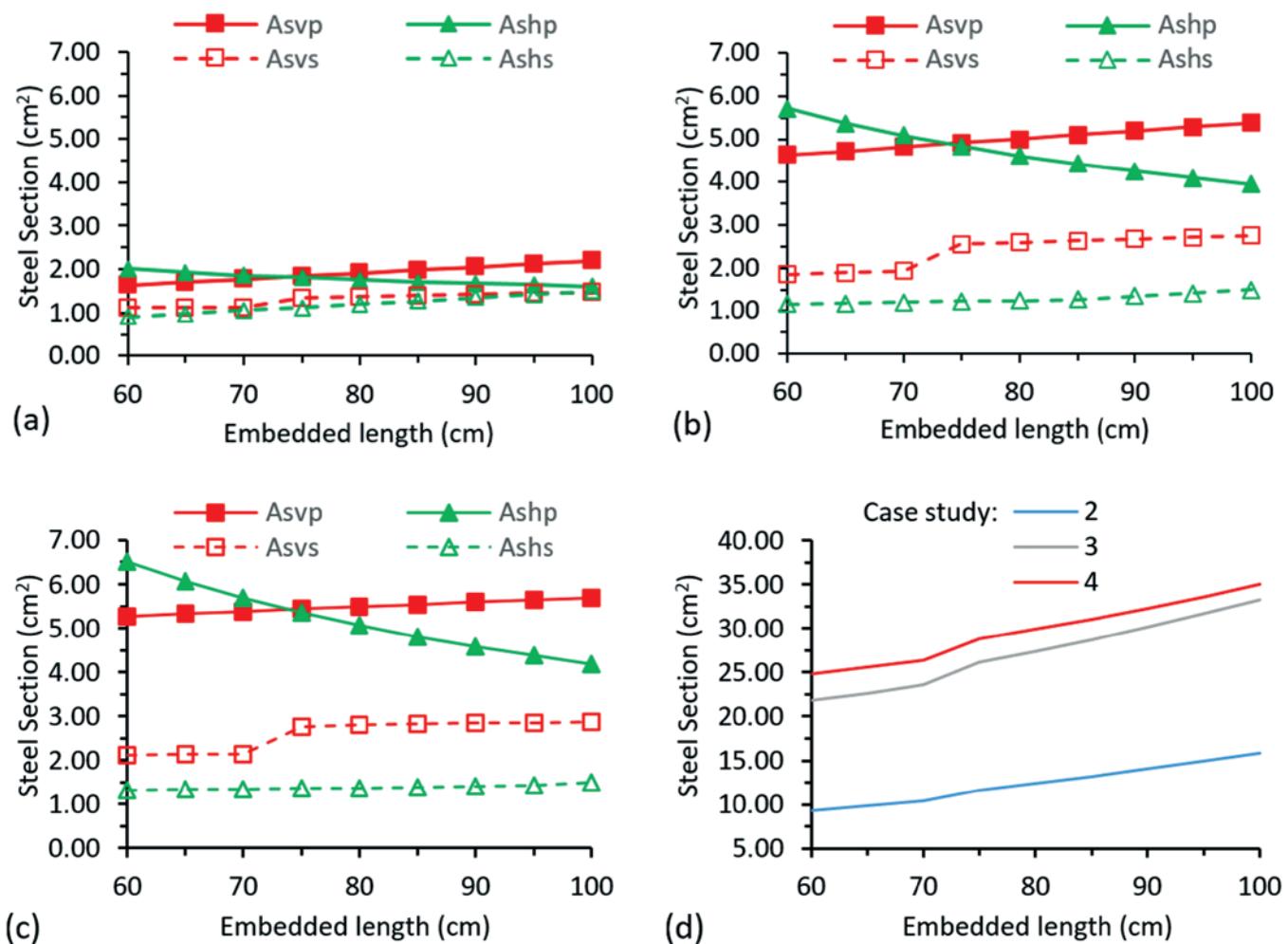


Figure 9

Influence of variation of the embedded length of the second case study steel calculation section (a), 3 (b) and 4 (c) and on the material consumption (d)

embedded length, due to the minimum value is related to the concrete cross section under consideration.

The A_{svp} reinforcement for a same case presents a significant decrease with the increase of the embedded length. The load solicitations in this case study is in both directions. In this sense, there is a compensation of the forces, reducing the reinforcement section A_{svp} with the increase of the embedded length. The A_{svs} reinforcement has a similar decrease with the main vertical reinforcement. However, between the embedded lengths of 70 and 75 cm the secondary vertical reinforcement presents a leap due the change of consideration from short haunch for long haunch.

In the same way that was discussed the use of materials for different cross sections of columns, Figure 8c shows the concrete consumption (in blue line) and the steel consumption (in red line) under the influence of embedded length. An increase of the consumption of steel and concrete with the increase of the embedded length is observed. Moreover, a leap in steel consumption between the embedded lengths 70 and 75 cm is observed. This is related to the phenomenon observed in the calculation of the secondary vertical reinforcement.

For the case studies 2, 3 and 4, the main different is the intensity of the solicitant loads. Therefore, the three cases were described and discussed together. Figure 9a shows the results of reinforcement sections for simulations of the case study 2 with the evolution of the embedded length. It is observed that the main horizontal reinforcement section (A_{shp}) was the only one which decreased with the increase of the embedded length. This is related to the reduction of the upper resultant force with the increase of embedded length. The reinforcement A_{shs} showed a steady increase, due it is defined as minimum reinforcement for the concrete section. For A_{svp} reinforcement, it is observed a different behavior than the presented in the case study 1. Even with the reduction of the upper resultant force due to the increase of the embedded length, it was not enough to reduce the A_{svp} reinforcement. The A_{svs} reinforcement showed a behavior quite similar to the previous case study, a leap between the embedded lengths 70 and 75 cm was observed (this is related to changes in the type of haunch and the use of minimum reinforce-

ment related to concrete section with embedded lengths smaller or equal to 70 cm). Figure 9b presents the reinforcement results for the case study 3. The intensity of the loads in this case study is higher than the previous case. This leaded to a higher magnitude of the reinforcement results. In the case of A_{shs} reinforcement, it was required only minimal reinforcement with embedded lengths higher or equal to 85 cm. For the other reinforcements the behavior is quite similar to that discussed in the previous case.

Figure 9c presents the results of reinforcement with the evolution of embedded length in the case of study 4, where the loads are of even higher magnitude. The behavior is similar to the last two exemplified cases of study, except reinforcement A_{shs} that uses the minimum value only with embedded lengths higher or equal to 95 cm. Notice that the reinforcement section calculated for the case study 4 with embedded lengths smaller than 80 cm are purely for comparative use, as NBR 9062: 2006 [9] recommends the use of an embedded length higher or equal to 80 cm. Figure 9d presents the evolution of steel consumption in kg for the three last presented case studies, the results for the case study 2 are presented in blue, 3 are presented in gray and 4 are presented in red, with the evolution of the embedded length. Notice that for all the cases discussed, the steel consumption increases with the embedded length.

4.4 Influence of the wall thickness (h)

The influence of increasing wall thickness of the socket base on the case study 1 (using an embedded length of 60 cm and a wall thickness ranging from 15 to 30 cm) was considered. Figure 10 shows the evolution of the upper resultant forces with the increase of wall thickness. The upper force in the X direction ($H_{supx,d}$) is represented in blue and the upper force in the Y direction ($H_{supy,d}$) in red. The resultant forces in both directions suffer no change with the increase of the wall thickness.

Figure 10b summarizes the necessary reinforcement to withstand the internal forces with the evolution of the wall thickness of the socket base. The upper resultant force did not suffer any changes by varying the thickness of the socket base and considering that

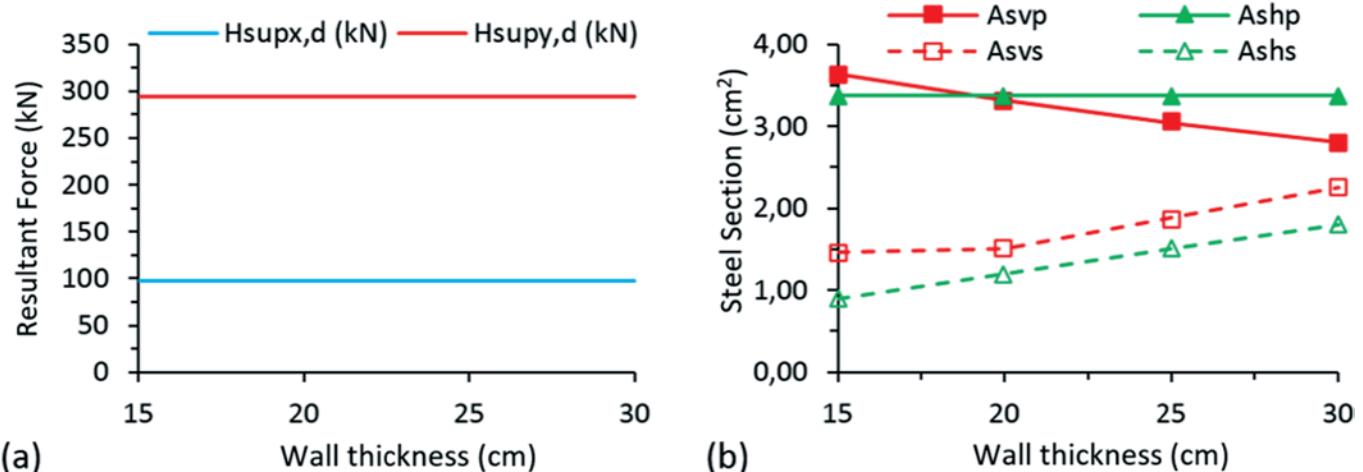


Figure 10

Upper resultant forces under the influence of the variation in wall thickness of the socket base

the A_{shp} reinforcement is a direct function of this parameter, the last one does not present any change. The A_{shs} reinforcement, in this case, is the minimum reinforcement calculated for the concrete section for all situations simulated. Thus, it increases with the increase of the wall thickness. On the other hand, the value of the required A_{svp} reinforcement reduces with the increasing of wall thickness of the socket, due to a higher contribution of the concrete section to withstand internal forces. The A_{svs} reinforcement increases with the increase of the wall thickness of the socket. However, it was noted that the A_{svs} reinforcement comes to be considered minimum with wall thicknesses higher or equal to 20 cm. It is a contrary behavior to that observed in the case of the increase of the embedded length. By increasing only the embedded length, it modifies the type of the haunch for long to short, because of the way the tension is transmitted to the base of the socket. In the case where only the increase of the wall thickness of the socket is performed, the opposite is observed. In this case, the haunches changes from long to short (or even for very short in special cases). Therefore, it is identified the importance of analyzing these two geometric parameters together.

Table 4
Influence of modification of the geometric parameters for the problem type 4

h_c (cm)	l_{emb} (cm)	Conc. vol. (m ³)	A_{shp} (cm ²)	A_{svp} (cm ²)	A_{svs} (cm ²)	A_{shs} (cm ²)	$A_{s,tot}$ (kg)	Haunch type
15	60	0,23	5,71	4,63	1,85	1,16	21,79	Short
20	60	0,34	5,71	4,21	1,68	1,20*	22,25	Short
25	60	0,45	5,71	3,86	1,88*	1,50*	23,98	Short
30	60	0,58	5,71	3,56	2,25*	1,80*	26,27	Short
15	70	0,27	5,08	4,82	1,93	1,20	23,63	Short
20	70	0,39	5,08	4,38	1,75	1,40*	24,01	Short
25	70	0,52	5,08	4,02	1,88*	1,75*	25,54	Short
30	70	0,67	5,08	3,71	2,25*	2,10*	27,86	Short
15	80	0,31	4,61	5,00	2,60	1,25	27,36	Long
20	80	0,45	4,61	4,55	1,82	1,60*	26,16	Short
25	80	0,60	4,61	4,18	1,88*	2,00*	27,46	Short
30	80	0,77	4,61	3,86	2,25*	2,40*	29,84	Short
15	90	0,35	4,25	5,19	2,68	1,35*	30,17	Long
20	90	0,50	4,25	4,72	2,79	1,80*	31,29	Long
25	90	0,68	4,25	4,33	2,98	2,25*	32,97	Long
30	90	0,86	4,25	4,00	2,25*	2,70*	32,09	Short
15	100	0,39	3,95	5,38	2,75	1,50*	33,27	Long
20	100	0,56	3,95	4,89	2,86	2,00*	34,28	Long
25	100	0,75	3,95	4,49	3,04	2,50*	35,92	Long
30	100	0,96	3,95	4,14	3,31	3,00*	38,16	Long

* Use of minimal reinforcement

4.5 Influence of wall thickness along the embedded length

As discussed in section 4.4, it is important to analyze the influence of both wall thickness and the embedded length simultaneously. In this sense, it was considered for the cases 2, 3 and 4 the influence of the thickness of the wall (from 15 to 30 cm) and the embedded length (from 60 to 100 cm). Due to the large number of analyzes and the similarity of the behavior of the results, a summary table is presented containing the wall thickness values (h_c), the values of the embedded length (l_{emb}), the estimated volume of concrete, the calculated results for the reinforcement A_{shp} , A_{svp} , A_{shs} and A_{svs} , the values of the estimated steel consumption and the identification of the haunch type for the case 4. The results are summarized in Table 4.

The combined action of the increase in thickness of the socket wall with the embedded length may, in some cases, modify the haunch calculation type for the walls 3 and 4. By increasing the embedded length, the calculation model of the haunch may change from short to long. On the other hand, by increasing the wall thickness of the

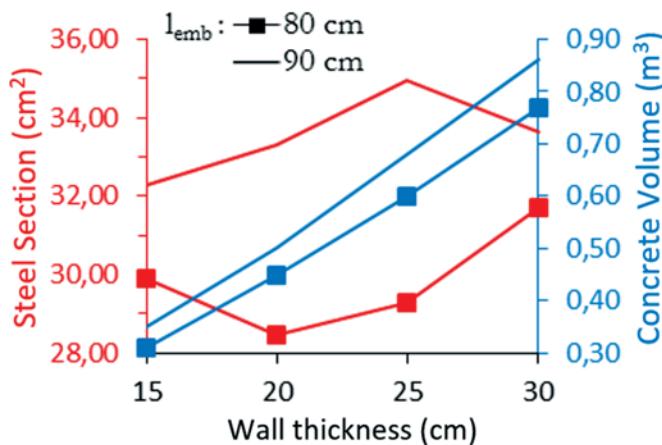


Figure 11
Results of the consumption of steel and concrete for cases with l_{emb} of 80 and 90 cm

socket, the calculation model may change from long to short, as observed for the embedded lengths of 80 and 90 cm in the example of Table 4. The consumption of materials (steel in kg and concrete in m^3) for the cases of embedded length of 80 to 90 cm by varying the wall thickness of the socket is shown in Figure 11. Steel consumptions are shown in red and the volume of concrete in blue, the lines with a square represent the embedded length of 80 cm and the continuous lines represent the embedded lengths of 90 cm. As regards the concrete consumption, with larger the geometrical dimensions, the consumption is higher. However, steel consumption decreases is observed in both presented cases. In cases of embedded length of 80 cm, a reduction of approximately

5% is observed by using a socket wall thickness of 20 cm instead of 15 cm. On the other hand, for the embedded length equal to 90 cm is observed a reduction of approximately 4% using a socket wall thickness of 30 cm instead of 25 cm. With the analyses of the results in Table 4, a change in the calculation model used for the walls 3 and 4, changing the calculation from long haunch model for a short haunch, is observed, which justifies the decreases.

4.6 Verification model

The results of parametric studies, previously presented, showed the influence of the geometry of the socket base on the required reinforcement to withstand internal forces. However, it is necessary a tool to assist in the design of such structures. In this sense, this work developed abacuses that provides the required reinforcement with the correlation between the internal forces and the geometries of the socket base.

As an example, two abacuses that provide the main and secondary vertical reinforcement (whose determination involve more complex calculation) are presented in detailed. The internal forces are considered as upper resultant force (H_{sup}) and each abacus corresponds to one wall thickness of the socket. Figure 12 presents the abacus for the calculation of the main vertical reinforcement for sockets with wall thickness of 15 cm, column cross section of $40 \times 40 \text{ cm}^2$ and concrete strength of 25 MPa. The abacus is composed of the resultant upper force on the vertical axis and the embedded length on the horizontal axis, each line represents a value of the main vertical reinforcement. The reinforcement section is related to one of the socket base corners (as illustrated in the top right corner of Figure 12) and should be positioned also in the other 3 corners. The highlight (in red) at the bottom of the figure indicates that the minimum reinforcement for such force magnitudes is necessary.

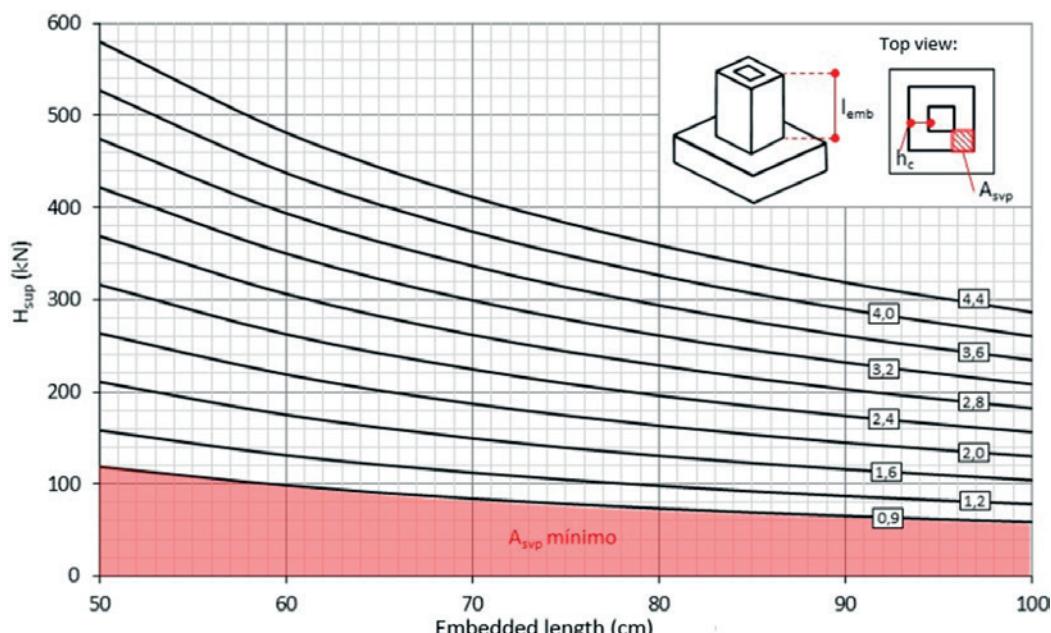


Figure 12
Abacus for calculating the main vertical reinforcement (cm^2) for a C25 concrete and a CA-50 steel

This procedure generates a set of abacuses that simplifies the design of connections between precast column and foundation through socket base. Thus, through the same procedure it is possible to generate other abacuses for different wall thicknesses of the socket.

Using the same inputs (wall thickness equals 15 cm, column section of 40 x 40 cm² and concrete strength of 25 MPa), an abacuses was generated for the calculation of the secondary vertical reinforcement, as presented in Figure 13. The abacus is also composed of the resultant upper force on the vertical axis and the embedded length on the horizontal axis. However, when both figures (12 and 13) are compared, the difference between the scales of the vertical axis of both abacus is observed. Figure 12 presents a scale from 0 to 600 kN. On the other hand, Figure 13 presents a scale from 300 to 2300 kN. This difference is justified by the internal forces in each region of analysis, the region where should be disposed the main vertical reinforcement is responsible for transmitting most of the internal forces to the block foundations, and the region where the secondary vertical reinforcement should be arranged does not receive the same level of internal forces. The region used to calculate the secondary vertical reinforcement is highlighted at the top right corner of the Figure 13. This reinforcement must be disposed also in the other 3 walls centers.

Figure 14 shows the abacuses for the calculation of the reinforcement of the socket base considering the wall thickness equal to 15 cm, the section of the column of 25 x 25 cm² and concrete with strength of 25 MPa. The abacus concerning the calculation of the main horizontal reinforcement is shown in Figure 14a, where it is observed the minimum necessary reinforcement for each embedded length displayed in red, and that the main horizontal reinforcement is a direct function of the intensity of upper resultant force.

Figures 14b, 14c and 14d show, in a similar way, the abacuses

for calculation of the secondary horizontal reinforcement, vertical principal and secondary vertical, respectively.

5, Conclusions

Considering the results of parametric studies and calculus procedures outlined in this work, is concluded that:

- When the cross section of the column is increased, the geometry of the socket base increases and the minimum reinforcement (in terms of section) decreases. However, in terms of the total consumption of the materials, there is an increase in both consumptions (concrete and steel) with the increase of the column cross section.
- The comparison between the rectangular sections of the columns showed that the economic sections are those towards the higher loads. Therefore, it highlights the importance of analyzing different cross sections to seek an optimal design.
- The increase in the embedded length of the column into the socket base reduces considerably the resultant force acting on the wall 1. This phenomenon reduces the main horizontal reinforcement (A_{shp}). However, the increase of the embedded length weakens the walls 3 and 4 and increases the flexion-tensile stresses. This results in an increase of the vertical reinforcements (particularly observed in the case studies from 2 to 4, wherein the combination of efforts is more unfavorable).
- Different than observed for the embedded length, the increase of the wall thickness of the socket base does not reflect on the resultant force that acts on wall 1. However, it causes an increase in the resistance of the walls 3 and 4 (walls that work as haunch). This increase in terms of resistance reduces the necessary minimum of vertical reinforcements.
- A combined study of embedded length and wall thickness of the

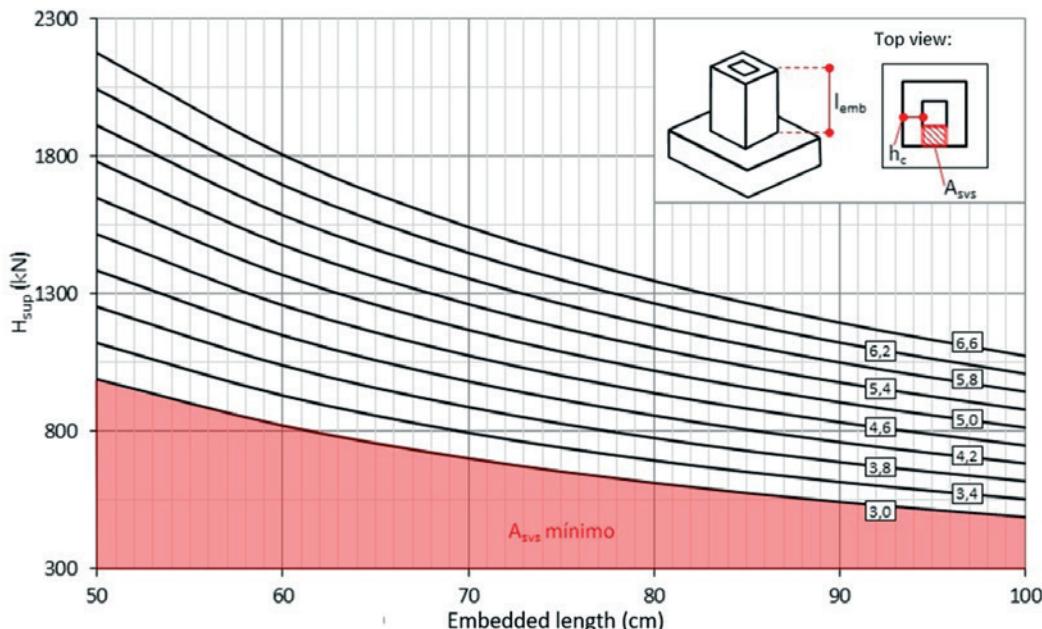


Figure 13

Abacus for calculating the secondary vertical reinforcement (cm²) for a C25 concrete and a CA-50 steel

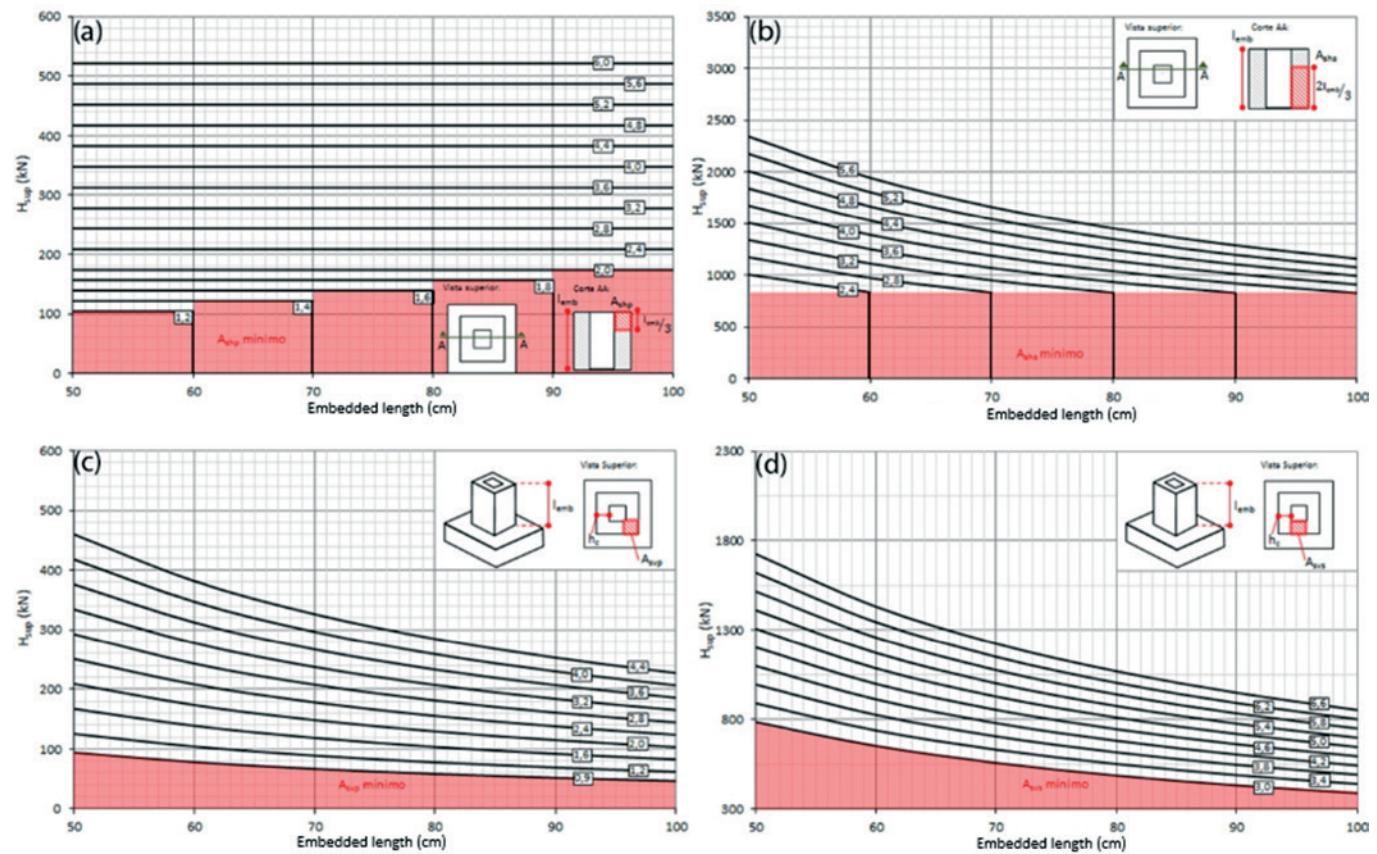


Figure 14

Abacus for calculating of the reinforcements (cm^2) for a socket base with wall thickness equals to 15 cm, column section of $25 \times 25 \text{ cm}^2$, a C25 concrete and a CA-50 steel

socket is necessary to define the optimal geometry of the socket base foundations. Also, it is noted by analyzing different geometries that the results of the steel consumption have inflection points, suggesting that the calculation model may be optimized.

The use of abacuses, such as those proposed here, simplifies the design and makes practicable a comparative analysis between different solutions. Notice that in a pre-cast construction the designer search for a uniformity between the structures (foundations, columns, beams and slabs). Therefore, by studying which is the best section of the structures (in a more economical way) the designers will be working with a large number of structures submitted to different efforts and boundary conditions. In this sense, methods such as the use of abacus that facilitate this process are of extreme importance.

6. References

- [1] EL DEBS, M. K. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 1.ed. São Carlos, SP, Publicação EESC-USP. 2000.
- [2] DELALIBERA, R. G.; GONGO, J. S. Análise numérica de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, submetido à ação de força de compressão excêntrica, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 6, Number 3 (June 2013) p. 436-474.
- [3] CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Análise crítica dos modelos e recomendações para o projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 2, Number 2 (June 2006) p. 95-136.
- [4] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado. v.3, 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. 1977.
- [5] CANHA, R. M. F.; JAGUARIBE JR., K. de B.; EL DEBS, A. L. H. de C.; EL DEBS, M. K. Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections, Engineering Structures, Volume 31, Issue 3, March 2009, p. 788-798.
- [6] CAMPOS, G. M. Recomendações para o projeto de cálices de fundação. São Carlos. 183p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.
- [7] CARVALHO, R. R.; CANHA, R. M. F. Análise da ligação do cálice embutido em bloco de fundação, Scientia Plena, Volume 8, Number 12b (2012) p. 1-9.
- [8] CANHA, R. M. F.; CAMPOS, G. M.; EL DEBS, M. K. Modelo e recomendações de projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 5, Number 2 (April 2012) p. 182-218.

- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT. 2006.
- [10] CANHA, R. M. F.; EI DEBS, M. K. Proposta de modelo de projeto para a ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 2, Number 2 (June 2006) p. 137-166.
- [11] CANHA, R. M. F. Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. São Carlos. 279p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2004.
- [12] PIERALISI, R. Análise teórica da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. Curitiba. 80p. Trabalho final de curso. Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná. 2011.
- [13] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE. CNR-10025 – La normative sui prefabbricati. Milano. 1998.

Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006

Influência das recomendações de norma para o cálculo da ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice segundo a ABNT NBR 9062:2006



R. PIERALISI ^a
ricardo.pieralisi@upc.edu

R. D. MACHADO ^b
rdm@ufpr.br

Abstract

This work studies the column-base connection by external socket in precast structures. A parametric study of the geometric characteristics of the external socket base with smooth interface is presented. In this parametric study, the consumption of concrete and steel are analyzed. The column cross section, the embedded length of the column in the socket base and the thickness of the wall of the socket base were the variables considered in this study. It was observed that with the increase of the embedded length, the minimum cross section of the main horizontal reinforcement reduces. With this modification, the walls of the socket base that are perpendicular to the direction of the applied loads presented a reduction of their stiffness. Besides the parametric study, this paper presents a verification model. This part of the study shows the possibility to generate abacuses that simplifies the project of the socket base foundation. Moreover, a comparative analysis becomes easier to be accomplished.

Keywords: socket base foundation, embedded length, wall thickness, parametric study, verification model.

Resumo

Este trabalho é dedicado ao estudo da ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo em estruturas de concreto pré-moldadas. Apresenta-se um estudo paramétrico envolvendo as características geométricas que influenciam no consumo de concreto e principalmente do aço em ligações com interface lisa. As variáveis consideradas são a seção transversal do pilar, o comprimento de embutimento do pilar no cálice e a espessura da parede do cálice. Observa-se que o aumento do comprimento de embutimento diminui a seção transversal mínima de armadura horizontal principal, o que torna as paredes perpendiculares à atuação dos esforços solicitantes mais frágeis. Além do estudo paramétrico, este trabalho também apresenta um modelo de verificação que mostra a possibilidade da geração de ábacos que facilite tanto o projeto de cálices de fundação quanto uma análise comparativa.

Palavras-chave: cálice de fundações, comprimento de mebutimento, espessura da parede, estudo parametrico, modelo de vevrifcação.

^a Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSECCPB, UPC BarcelonaTech, Barcelona, Espanha;
^b Universidade Federal do Paraná, Centro de Estudos de Engenharia Civil, Curitiba, PR, Brasil.

Received: 16 Jun 2015 • Accepted: 02 May 2016 • Available Online: 06 Feb 2017

1. Introdução

Reducir o desperdício, melhorar a qualidade e aumentar a produtividade das obras são premissas atuais da construção civil. Buscam-se construções mais econômicas, aliadas a melhor conservação energética e eficiência construtiva. Nesse contexto, diferentes métodos e procedimentos construtivos vêm sendo estudados e aplicados nos últimos anos. Estruturas pré-moldadas cumprem esses objetivos, apresentando canteiros de obras mais limpos, permitindo maior velocidade de construção, e aumentando a eficiência do uso dos materiais.

Acompanhando uma tendência mundial, no Brasil, as estruturas pré-moldadas também vêm se destacando, sendo empregadas principalmente na construção de barracões industriais, *shoppings* e supermercados. A principal diferença entre estruturas de concreto armado moldado *in loco* e estruturas de concreto pré-moldado é que as últimas têm suas peças moldadas separadamente, em parte ou totalmente fora do local da construção final. Desta forma, apresentam diferentes fases: a concretagem, a desforma, o armazenamento, o transporte e a montagem.

Pode-se dizer que a montagem, onde são realizadas as ligações entre as peças, é uma das etapas mais importantes. Enquanto que uma estrutura moldada *in loco* atua de forma monolítica em seu conjunto, o grau de monoliticidade de uma estrutura pré-moldada depende de ligações eficientes que garantam uma boa transmissão de esforços entre os diferentes elementos. As ligações, caso não sejam bem projetadas e executadas, podem comprometer a

rapidez de construção e modificar o comportamento da estrutura. Conforme discutido por EL DEBS [1], existem diferentes métodos para se realizar a ligação entre um pilar pré-moldado e a fundação, entre eles, destacam-se os métodos ilustrados na Figura 1. A ligação por meio de cálice é bastante difundida no Brasil por apresentar facilidade no processo de execução. Existem algumas variações referentes ao tipo de cálice, o mesmo pode apresentar-se totalmente ou parcialmente embutido no bloco ou, ainda, externo ao bloco. A Figura 1a ilustra o caso em que o cálice está externo ao bloco. Segundo DELALIBERA & GIONGO [2], blocos com cálices externo e parcialmente embutido são mais usuais nas construções brasileiras. Outro método é a ligação por meio de chapa base que é similar a utilizada em pilares metálicos, como ilustrado na Figura 1b.

Outra alternativa é a ligação por emenda da armadura com bainha e graute, tendo a armadura do pilar como ferragem de arranque posteriormente introduzida em cavidades no bloco e preenchida com graute, Figura 1c. Por outro lado, na ligação por emenda da armadura saliente e concretagem posterior, parte da armadura do pilar e do bloco ficam aparentes, posteriormente são unidas (por meio de solda ou acopladores) e, finalmente, concreta-se a emenda, Figura 1d.

A ligação entre o pilar e a fundação em estruturas pré-moldadas por meio de cálice tem sido motivo de diversos estudos nos últimos anos, sendo motivados pelo aumento de construções pré-moldadas e por se tratar de uma região descontínua. Nos estudos de CANHA & EL DEBS [3] foram apresentados e discutidos diferentes modelos presentes na literatura, comentando-se que o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG [4] apresenta-se bastante conservador quando comparado com outros modelos. CANHA *et al* [5] apresentaram uma análise do comportamento dessa ligação frente a estudos experimentais e com os resultados propõem um modelo de cálculo diferenciado. CAMPOS [6] compilou e analisou diferentes recomendações de projeto para a ligação pilar/fundação por meio de cálice. No mesmo trabalho, CAMPOS [6] realizou estudos comparativos incorporando novas recomendações, entre outras, referente a transferência de esforços do pilar para as paredes do cálice. CARVALHO & CANHA [7] discutiram, por meio de uma análise teórica utilizando bielas e tirantes, o comportamento

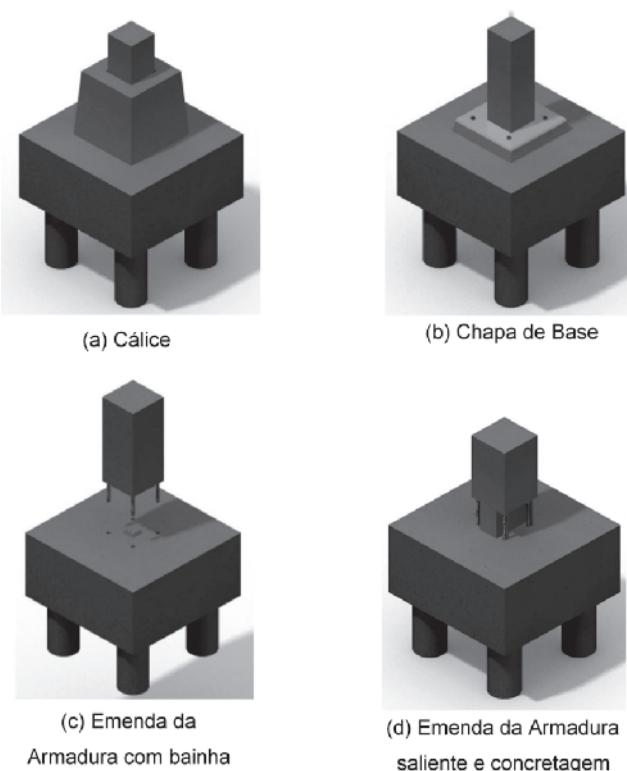


Figura 1
Tipos de ligação entre pilar e fundação

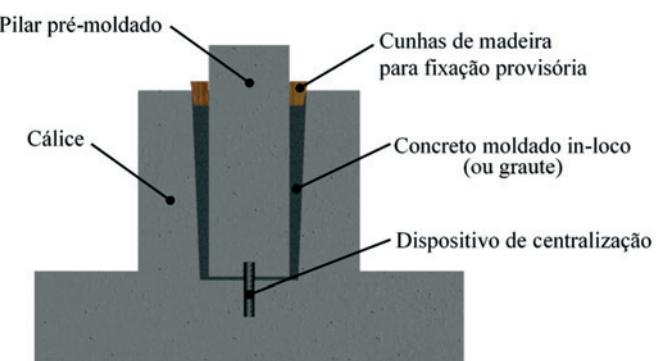


Figura 2
Ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo

de uma ligação entre o pilar e fundação por meio de cálice totalmente embutido no bloco e com paredes lisas, os autores também consideraram que o bloco estava apoiado sobre duas estacas. O cálice totalmente embutido em um bloco apoiada sobre duas estacas também foi motivo de estudos por DELALIBERA & GONGO [2]. Nesse estudo, DELALIBERA & GONGO [2] utilizaram de um modelo numérico para analisar a distribuição das tensões nas armaduras e o comportamento da estrutura com variações da geometria do cálice, do bloco e das estacas. Referente aos estudos sobre o uso de cálices com interfaces rugosas, CANHA *et al.* [8] propuseram um modelo e recomendações para o cálculo de cha-

ves de cisalhamento e das armaduras que se cumpridas o pilar e o elemento de fundação atuam de maneira monolítica.

Desta maneira o presente trabalho visa analisar, por meio de estudos paramétricos, a influência de diferentes geometrias do cálice externo ao elemento de fundação e com paredes não rugosas sobre as forças resultantes e sobre os cálculos das armaduras referente a ABNT NBR 9062:2006 [9]. Apresenta-se também uma metodologia por meio de ábacos que propiciem um cálculo mais rápido e facilitem a realização de análises comparativas de consumo de material. Deve-se ressaltar que todo o estudo referente ao desenvolvimento dos ábacos de cálculo pode ser transladado

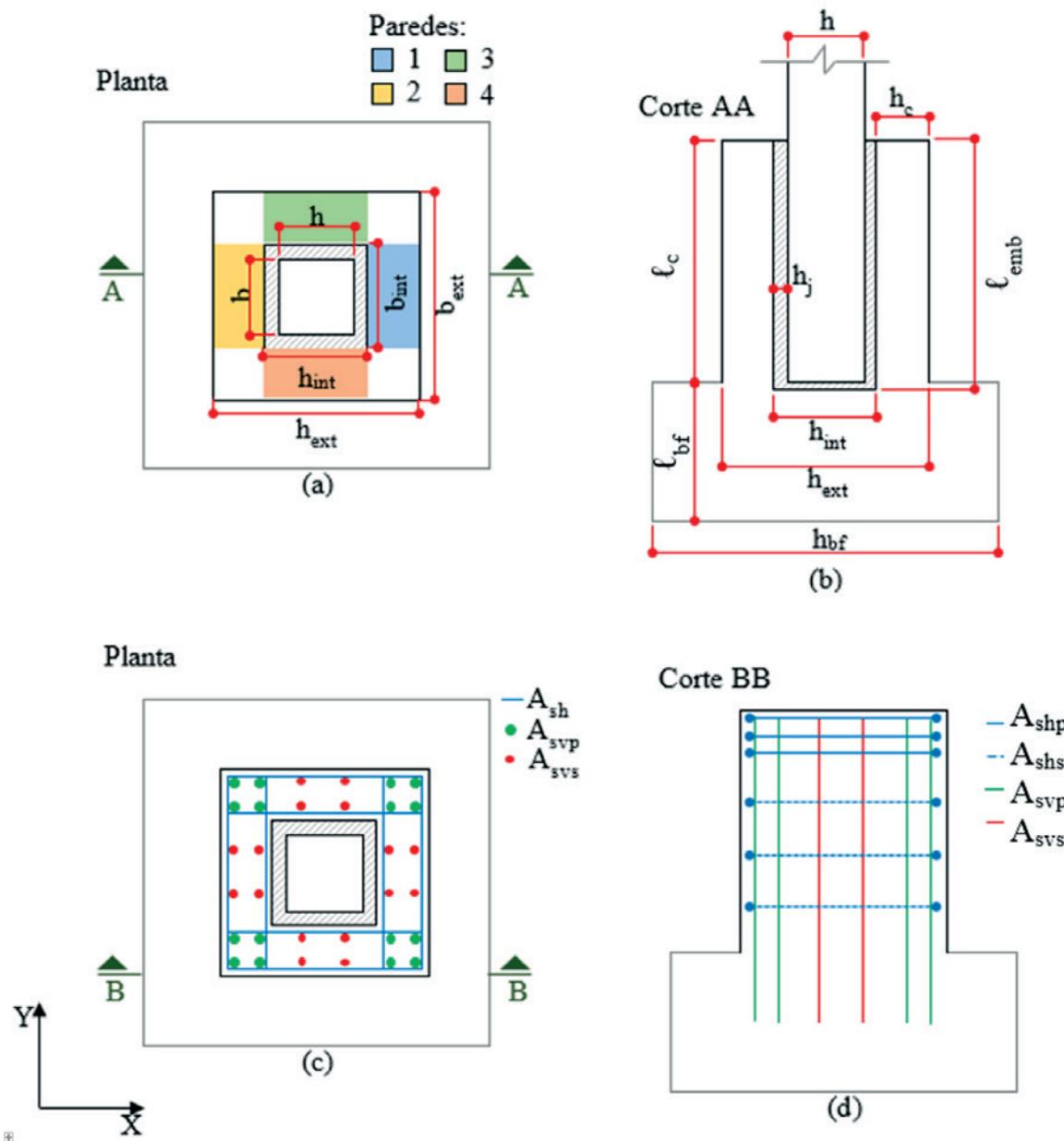


Figura 3

Nomenclatura geométrica (a) e (b) e nomenclatura das seções de aço (c) e (d)

para as variações de embutimento do cálice no elemento de fundação e também para o uso de paredes internas rugosas.

2. Projeto do cálice de fundação

2.1 Considerações iniciais

A ligação entre o pilar e a fundação, tratada no presente estudo, consiste no embutimento de parte do pilar pré-moldado no bloco de fundação ou sapata por meio de uma estrutura em formato de cálice externo ao bloco, com suas faces internas não rugosas. Usualmente o cálice externo é uma peça pré-moldada a ser conectada na estrutura de fundação pela concretagem conjunta da armadura de espera e da estrutura de fundação. Entretanto, o cálice pode ser concretado de forma monolítica em conjunto com o restante da fundação ou até toda a estrutura de fundação ser uma peça conjunta pré-moldada. O último caso é mais comum quando se trata de pequenas sapatas.

A execução de uma ligação entre o pilar e a fundação inicia-se com o encaixe do pilar no cálice, que utiliza um dispositivo de centralização localizado no fundo do cálice. Nessa operação, colocam-se cunhas de madeira para facilitar a fixação provisória e também a correção de desvios de execução. O espaço que fica entre o cálice e o pilar será preenchido posteriormente com graute ou concreto, com sua resistência característica igual ou superior a maior resistência do conjunto pilar e fundação. A Figura 2 apresenta um esquema do corte longitudinal da conexão entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo. Nessa figura, podem ser observadas as diferentes partes da conexão, como o dispositivo de centralização localizado na fundação, o concreto moldado *in-loco* (ou graute) utilizado para solidarizar o pilar com o cálice e também as cunhas para fixação provisória do pilar.

Para facilitar o entendimento deste trabalho, a Figura 3 apresenta esquemas em planta e em corte da estrutura de fundação com cálice externo, onde estão identificadas as siglas da geometria (a) e (b) e também das armaduras (c) e (d) utilizadas. Na sequência, é apresentado um resumo com as siglas e seus significados.

- b: Medida da seção transversal do pilar na direção Y
- h: Medida da seção transversal do pilar na direção X
- b_{int} : Medida entre as faces internas das paredes do cálice na direção Y
- h_{int} : Medida entre as faces internas das paredes do cálice na direção X
- b_{ext} : Medida entre as faces externas das paredes na direção Y
- h_{ext} : Medida entre as faces externas das paredes na direção X
- h_{bf} : Medida da seção transversal do bloco de fundação ou sapata
- h_c : Espessura da parede do cálice
- h_j : Espessura da junta entre a face interna do cálice e a face do pilar
- ℓ_c : Altura externa do cálice
- ℓ_{emb} : Comprimento de embutimento do pilar no cálice
- ℓ_{bf} : Altura do bloco de fundação/sapata
- A_{shp} : Armadura horizontal principal
- A_{shs} : Armadura horizontal secundária
- A_{svp} : Armadura vertical principal
- A_{svs} : Armadura vertical secundária

2.3 Transferências de esforços

Antes de apresentar o modelo de cálculo, deve-se entender o processo de transferência de esforços dos pilares para a fundação por meio do cálice, como observado por EL DEBS [1]. Primeiramente será abordado o caso de flexão simples, considerando os esforços somente na direção X. Os estudos experimentais de

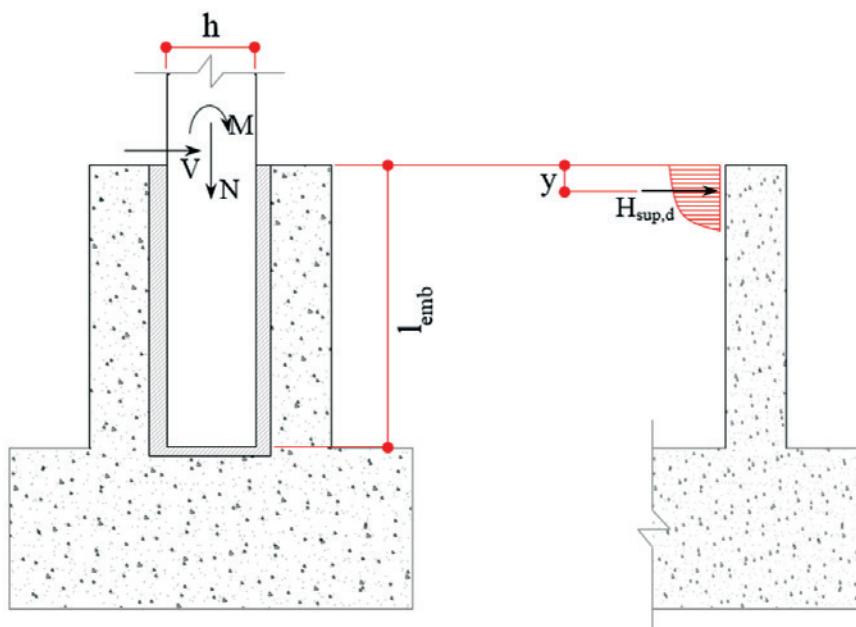


Figura 4
Geometria e resultante de forças

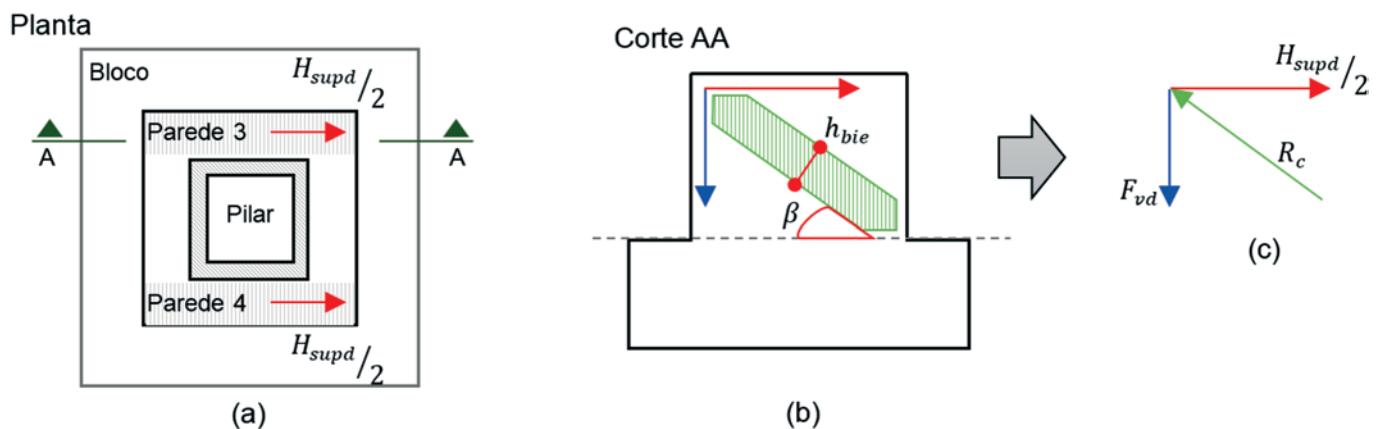


Figura 5
Comportamento das paredes 3 e 4 do cállice

CANHA & EL DEBS [10] mostraram que tanto a solicitação de momento fletor (M) e a de esforço cortante (V) são transmitidas do pilar diretamente para as paredes 1 e 2 do cállice através de pressões superiores e inferiores. A Figura 4 mostra um esquema de um corte da ligação pilar/fundação com o perfil de distribuição de pressões e as resultantes superiores (de cálculo) H_{supd} e inferior H_{inf} com suas respectivas distâncias de atuação y e $z+y$.

Essas pressões mobilizam forças de atrito na interface do pilar com o cállice. A norma ABNT NBR 9062:2006 [9] considera o atrito como uma parcela da força normal para cállices com interfaces lisas. A força de atrito mobilizada na parede 1 é no sentido da força normal (N). Já o sentido da força de atrito mobilizada na parede 2 depende da relação entre as solicitações e a geometria do cállice. A força normal do pilar e os esforços de atrito mobilizados nas paredes 1 e 2 são transmitidos para a base do cállice, onde também tendem a mobilizar o atrito no sentido horizontal. Como as paredes 3 e 4 têm maior inércia do que a parede 1 na direção de solicitação dos esforços, a pressão que atua na parede 1 será transmitida quase que em sua totalidade, por flexão para as paredes 3 e 4. Já a pressão atuante na parede 2 será transmitida, praticamente, de forma direta para a base do cállice.

As forças que atuam nas paredes 3 e 4 são transmitidas para a base do cállice com um comportamento bastante similar aos dos consolos. Dependendo das dimensões das paredes, o comporta-

mento pode ser como o de um consolo muito curto, curto ou longo. Verificações quanto à armação da peça devido ao punctionamento da base do bloco ou sapata devem ser efetuadas. A intensidade da punção é maior, quando a relação geométrica pela força normal (N) é menor.

2.3 Modelo da ABNT NBR 9062:2006 [9]

O método de cálculo descrito pela Norma Brasileira ABNT NBR 9062:2006 [9] tem suas premissas definidas no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG [4], apresentando algumas características em comum. Segundo o item 6.4.1 da norma, o cállice de fundação deve ser calculado para resistir a totalidade dos esforços solicitantes normais, horizontais e dos momentos transmitidos pelos pilares, para assim transmitir para o elemento de fundação. As superfícies internas do cállice devem apresentar, no mínimo, a mesma característica de rugosidade das faces externas da parte do pilar a ser embutido, como indicado no item 6.4.2. Cabe ressaltar que o presente trabalho considera a face interna do cállice como sendo lisa.

O cállice ao ser solicitado pelo pilar recebe pressões superiores e inferiores, além de uma parcela de atrito como apresentado no item 2.2. As paredes 3 e 4 devem ser calculadas como consolos engastados na base, como sugerido no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG [4]. A Figura 5 apresenta um esquema das resultantes da pressão superior (H_{supd}) solicitando as paredes 3 e 4. Pode-se observar também, no corte A-A, a distribuição de esforços dentro das paredes 3 e 4. Ao observar a distribuição de esforços dentro das referidas paredes nota-se a presença de bielas e tirantes assim como num consolo. Essa hipótese de transmissão de esforços foi verificada nos trabalhos de CANHA [11].

Caso fossem feitos frisos nas superfícies de contato aumentando a rugosidade, com dimensões mínimas de 1 cm a cada 10 cm, definidas pelo item 6.4.3 da norma, a estrutura poderia ser calculada como monolítica. Com essa característica, é possível considerar uma força de atrito de 90% da resultante combinada entre a força normal e uma parcela do momento aplicada a uma distância média entre o pilar e o cállice, conforme os itens 6.4.4 e 6.4.5 da norma citada.

Já para superfícies lisas, caso em análise, permite-se considerar um valor de 70% da força normal (N) a ser transmitida pela

Tabela 1
Comprimento de embutimento do pilar
(Adaptado da ABNT NBR 9062:2006)

Excentricidade relativa	Comprimento de embutimento (ℓ_{emb})
$\frac{M_d}{N_d nh} \leq 0,15$	1,50 nh
$\frac{M_d}{N_d nh} \geq 2,00$	2,00 nh

interface por meio de atrito, desde que exista armadura de suspensão disposta em toda a volta do cálice, calculada conforme a Eq. 1. A armadura de suspensão deve ser somada as armaduras verticais principais e secundárias.

$$A_{s,susp} = \frac{0,7nV_d}{F_{yd}} \quad (1)$$

A punção deve ser verificada como disposta no item 6.4.5 da norma. No presente estudo não são abordados os cálculos para punção. O comprimento de embutimento do pilar na fundação (ℓ_{emb}), definido pelo item 6.2.3.1 da norma, está apresentado na Tabela 1. Os comprimentos de embutimento devem ser interpolados para valores de excentricidade relativa intermediários. De acordo com a ABNT NBR 9062:2006 [9], caso o comprimento de embutimento calculado seja maior ou igual a 200 cm pode-se adotar outros valores com referência a estudos mais aprofundados, como, por exemplo, os elaborados por modelos de elementos finitos. A determinação da força resultante H_{supd} é definida pela Eq. (2), onde é considerada uma parcela de distribuição pelo momento e pelo esforço cortante. A distância y de aplicação da força resultante da face superior do cálice pode ser calculada pela Eq. (3).

$$H_{sup} = \frac{M_d}{0,67n\ell_{emb}} + 1,25nV_d \quad (2)$$

$$y = 0,167n\ell_{emb} \quad (3)$$

Além dos esforços solicitantes de cálculos considerados na equação (2), devem ser considerados os efeitos dos esforços de monotagem para o cálculo das armaduras. A espessura mínima da parede do cálice deve ser de 10 cm. O concreto de preenchimento, localizado entre o pilar e o cálice, deve ter as características iguais ou superiores que o concreto de maior resistência, devendo ser previsto tamanho máximo do agregado que permita a vibração e a concretagem adequada da região.

Na continuação, são apresentadas considerações complementares a ABNT NBR 9062:2006 [9] feitas por EL DEBS [1] sobre cálculos de esforços frente à flexão simples e oblíqua e sobre a disposição e cálculo das armaduras no cálice.

Devido às pressões produzidas pelo pilar no cálice, as paredes 1 e 2 sofrem flexão. A máxima flexão ocorre na base da parede e é produzida pela força horizontal H_{supd} . A partir dos esforços solicitantes, calcula-se a pressão superior que atua na faixa do primeiro terço superior da parede do cálice ($\ell_{emb}/3$). A armadura horizontal principal (A_{shp}) disposta nessa região pode ser calculada pela Eq. (4) para suportar os esforços solicitantes. É importante realizar as verificações para flexo-tração nessa região.

$$A_{shp} = \frac{H_{sup,d}}{2nf_{yd}} \quad (4)$$

As armaduras verticais dispostas nas paredes 3 e 4 devem ser calculadas considerando a distribuição dos esforços como consolo. Primeiramente o ângulo β , formado pela relação geométrica do cálice externo, deve ser calculado utilizando a Eq. (5). A força vertical F_{vd} deve ser calculado com a Eq. (6). Finalmente, a arma-

dura vertical principal (A_{svp}) é calculada para resistir a força vertical F_{vd} , conforme apresentado na Eq. (7).

$$\beta = \arctg \left(\frac{\ell_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - 0,5 \cdot h_c} \right) \quad (5)$$

$$F_{vd} = \frac{H_{supd}}{2 \cdot \cos \beta} \quad (6)$$

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} \quad (7)$$

As forças vertical e horizontal aplicadas nas paredes 3 e 4 geram uma biela na diagonal dessas paredes, o valor dessa força é calculado utilizando a Eq. (8). Devido a essa biela, essa região deve ser verificada quanto ao esmagamento do concreto, segundo a Eq. (9).

$$R_c = \frac{H_{supd}}{2} \cdot \operatorname{tg} \beta \quad (8)$$

$$\sigma_c = \frac{R_c}{h_{bie} n h_c} \leq 0,85 n f_{cd} \quad (9)$$

Caso o cálice deva ser dimensionado em flexão oblíqua, como na maioria dos casos, EL DEBS [1] sugeriu alguns procedimentos para serem seguidos durante o cálculo, tais como: o dimensionamento das armaduras verticais deve ser feito para as duas direções e posteriormente somá-los. Essa recomendação é indicada para o caso de atuação simultânea dos momentos nas duas direções. Já para as armaduras horizontais, deve-se adotar o maior valor entre as armaduras resultantes da atuação do momento em cada direção.

Na verificação do esmagamento do concreto na biela de compressão das paredes 3 e 4 deve-se reduzir a tensão última de contato de $0,6 f_{cd}$ para $0,5 f_{cd}$. Para o comprimento de embutimento, deve-se adotar o maior valor de ℓ_{emb} obtido da análise isolada em cada direção, estando assim, a favor da segurança.

3. Ferramenta de cálculo

Para uma completa análise teórica e crítica de como os parâmetros de projeto de estruturas de conexão entre pilares pré-moldados e blocos/sapatas de fundação interferem no consumo de cada material, deve-se dispor de um eficiente método de cálculo para analisar diversas variáveis. Com essa consideração, o presente trabalho utilizou o programa desenvolvido no trabalho de PIERALISI [12], adaptando-o a um módulo de cálculo interativo.

O programa desenvolvido por PIERALISI [12] apresenta uma fácil interação usuário/máquina, tendo 3 opções de métodos de cálculo para solucionar o problema proposto. Os métodos implementados nesse programa incluem o definido pela ABNT NBR 9062:2006 [9], pela norma italiana CNR 10025:1998 [13] e também pelo método desenvolvido por CANHA [10]. Esses métodos são resolvidos de forma analítica. Como entrada de dados é fornecido, em um primei-

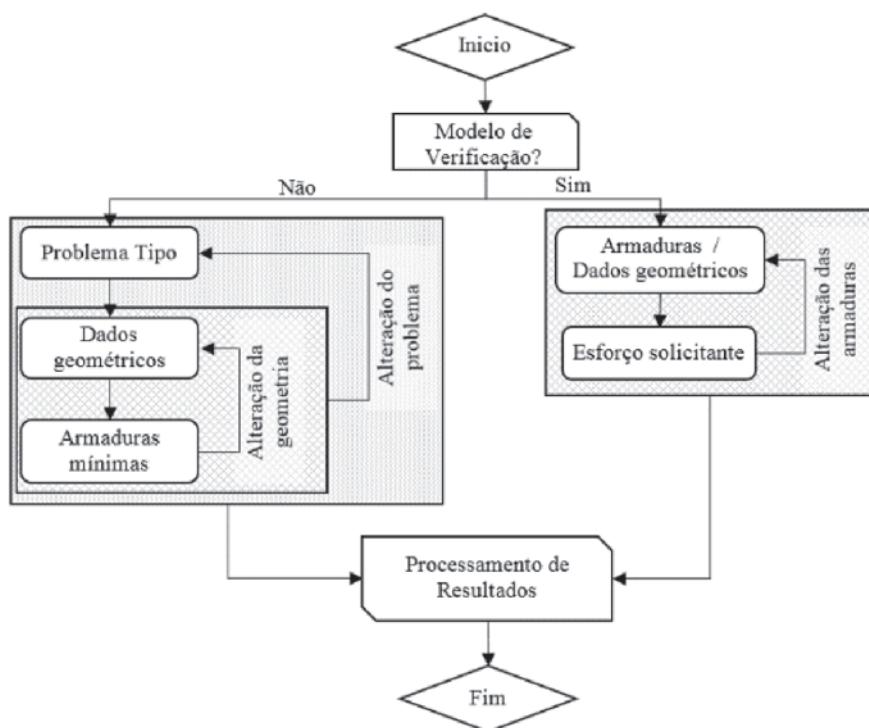


Figura 6

Fluxograma de funcionamento do programa

ro momento, os esforços solicitantes. Internamente, dependendo do método de cálculo selecionado, o programa calcula as dimensões geométricas mínimas necessárias para o cálice externo. O usuário introduz as dimensões do cálice que devem ser maiores ou iguais as mínimas fornecidas no passo anterior. Com todos os dados fornecidos, o programa calcula as seções transversais de aço mínimas. As seções transversais de aço mínimas são calculadas, também, de maneira analítica segundo o método de cálculo selecionado. O presente trabalho utilizou somente o método de cálculo proposto pela ABNT NBR 9062:2006 [9] em suas análises.

O módulo implementado tem como objetivo, por um lado, fazer uma análise da influência dos parâmetros geométricos do cálice sob a quantidade mínima necessária de armadura em certos casos. Por outro lado, utilizar um método de verificação, permitindo entrar com os parâmetros geométricos e com a armadura disposta

na peça e calcular os esforços atuantes. Em ambos os casos foram realizados estudos paramétricos.

A Figura 6 apresenta o algoritmo de cálculo utilizado neste trabalho. Como pode ser observado, está dividido em dois grupos: um responsável pela análise convencional, onde é estudada a influência de cada parâmetro geométrico do cálice com a menor quantidade de armadura requerida. O outro é responsável pelo método de verificação que determina qual o esforço solicitante máximo que a combinação geometria + armadura suporta.

Ao final dos cálculos, os resultados são processados em forma de tabelas e gráficos para verificar a influência das diferentes variáveis. Os resultados oriundos desse módulo de cálculo são apresentados no item 4.

4. Resultados

Como mostrado anteriormente, os parâmetros que modificam o valor da pressão superior na parede do cálice influenciam também na quantidade de armadura necessária para suportar as solicitações. Deve-se salientar que os resultados deste estudo não consideram a parcela referente a armadura de suspensão. Apresentam-se, primeiramente, os resultados de diferentes estudos paramétricos realizados com auxílio do módulo descrito no item 3. Na sequência, realizou-se um estudo comparativo estimando a quantidade de material (concreto em m^3 e aço em kg) para as diferentes situações, anteriormente descritas. Finalmente, são apresentados os resultados obtidos pelo método de verificação, através de uma maneira rápida de calcular estruturas ligação pilar/fundação do tipo cálice com interface lisa.

Tabela 2

Problemas tipo

	Problemas tipo			
	1	2	3	4
N_k (kN)	1261	2083	1355	180
M_{xk} (kN.m)	117	-	-	-
M_{yk} (kN.m)	22	25	110	145
V_{xk} (kN)	12	50	65	35
V_{yk} (kN)	65	-	-	-

4.1 Estudos de caso

Foram analisados quatro diferentes problemas, sendo que um deles representa um caso de flexão oblíqua, enquanto, os demais representam casos de flexão normal composta com diferentes excentricidades da força normal. A Tabela 2 apresenta os valores dos esforços solicitantes para cada estudo de caso. Esses valores foram elegidos com base em projetos desenvolvidos pelos autores e também como dito anteriormente, para abranger diferentes excentricidades. O valor da resistência a compressão do concreto utilizado nesses estudos foi de 25 MPa.

4.2 Influência da seção do pilar pré-moldado

Quando se trata de estruturas pré-moldadas de concreto, algumas seções transversais de pilares são as mais usuais. Desta maneira, neste trabalho foram definidas as seções de 40x40 cm², 50x50 cm², 60x60 cm², 40x60 cm² e 60x40 cm² como objetos de estudo. Os quatro estudos de caso foram analisados para cada uma das seções de pilares. Para as propriedades geométricas dos cálices

foram considerados os valores referentes como mínimos de cálculo definido pela ABNT NBR 9062:2006 [9]. Em todos os casos analisados, tomou-se a folga entre a face do pilar e a face interna do cálice como sendo de 5 cm para cada lado.

Na tabela 3 pode ser observado um resumo dos resultados para os 4 problemas tipo com as variações da seção do pilar (h_x e h_y). Seguindo as orientações de norma foram definidos a espessura do cálice (h_c) e o comprimento de embutimento (l_{emb}) como os valores mínimos recomendados. A definição destes dois parâmetros permite a imediata avaliação do volume de concreto. Para essa estimativa foi considerado somente o cálice, independentemente do restante da estrutura de fundação. Na sequência, as seções de armaduras mínimas de aço para resistir aos esforços solicitantes foram calculadas. A quantidade total de aço foi estimada sem considerar nenhuma armadura de ancoragem e também não se adotou uma bitola específica para a armadura.

Analizando primeiramente os resultados geométricos, pode-se observar que com o aumento das dimensões da seção transversal do pilar os valores mínimos para a espessura do cálice e o comprimento de embutimento também aumentam. Deve ser ressaltado

Tabela 3

Influência da seção do pilar no consumo de material do cálice do bloco de fundação

Problema tipo	h_x (cm)	h_y (cm)	h_c (cm)	l_{emb} (cm)	Conc. vol. (m ³)	A_{shp} (cm ²)	A_{svp} (cm ²)	A_{svs} (cm ²)	A_{shs} (cm ²)	$A_{s,tot}$ (kg)
1	40	40	14	62	0,22	3,23	3,69	1,48	0,87*	15,63
	50	50	17	77	0,40	2,34	2,89	1,53*	1,31*	17,34
	60	60	20	90	0,65	1,82	2,34	2,10*	1,80*	20,83
	40	60	20	90	0,58	1,82	2,53	2,10*	1,80*	20,26
	60	40	20	90	0,58	1,82	2,75	2,10	1,80*	20,91
2	40	40	14	60	0,22	2,01	1,66	1,05*	0,84*	8,95
	50	50	17	75	0,39	1,81	1,56	1,53*	1,28*	12,86
	60	60	20	90	0,65	1,67	1,48	2,10*	1,80*	17,98
	40	60	20	90	0,58	1,67	1,86	2,10*	1,80*	18,01
	60	40	20	90	0,58	1,67	1,48	2,10	1,80*	16,89
3	40	40	14	62	0,22	5,57	4,76	1,90	1,19	22,09
	50	50	17	77	0,40	4,74	4,19	1,68	1,31*	25,10
	60	60	20	90	0,65	4,25	3,76	2,10*	1,80*	30,21
	40	60	20	90	0,58	4,25	4,72	2,10*	1,80*	31,15
	60	40	20	90	0,58	4,25	3,76	2,40	1,80*	29,20
4	40	40	14	80	0,29	5,06	5,60	2,79	1,40	29,86
	50	50	17	95	0,50	4,37	4,78	2,71	1,62*	33,28
	60	60	20	110	0,79	3,87	4,20	2,78	2,20*	37,95
	40	60	20	90	0,58	4,58	5,09	2,10*	1,80*	32,84
	60	40	20	110	0,70	3,87	4,20	2,58	2,20*	35,32

* Uso de armadura mínima

que o comprimento de embutimento é função da seção transversal do pilar e também da excentricidade de cálculo dos esforços solicitantes.

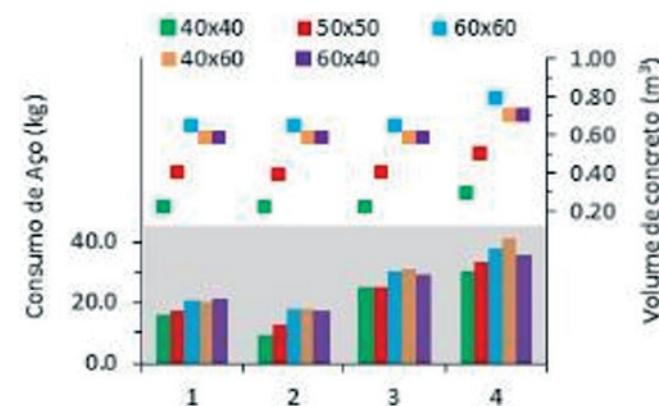


Figura 7
Consumo de materiais para o cállice

A relação entre o comprimento de embutimento e a excentricidade dos esforços é demonstrada pelos estudos de caso 2, 3 e 4 que apresentam esforços na mesma direção, com intensidades diferentes que modificam a excentricidade de cálculo.

No caso das armaduras, demonstram-se situações diferentes para cada seção armada do cállice. Desta maneira, cada tipo de armadura será discutido separadamente. A armadura horizontal principal (A_{shp}) tem uma seção menor conforme se aumente o comprimento de embutimento, que, por sua vez, está relacionado com o aumento das dimensões do pilar. A armadura horizontal secundária (A_{shs}) apresenta um acréscimo de sua seção com o aumento da seção transversal do pilar, devido principalmente ao aumento do comprimento de embutimento que eleva a seção de concreto no local dessa armadura e exige o uso de armadura mínima.

A armadura vertical principal (A_{svp}), assim como a armadura horizontal principal, apresenta um decréscimo de sua seção ao aumentar a seção transversal do pilar. Para essa armadura pode-se observar a nítida influência da direção dos esforços predominantes, no problema tipo 1 os esforços predominantes atuam na

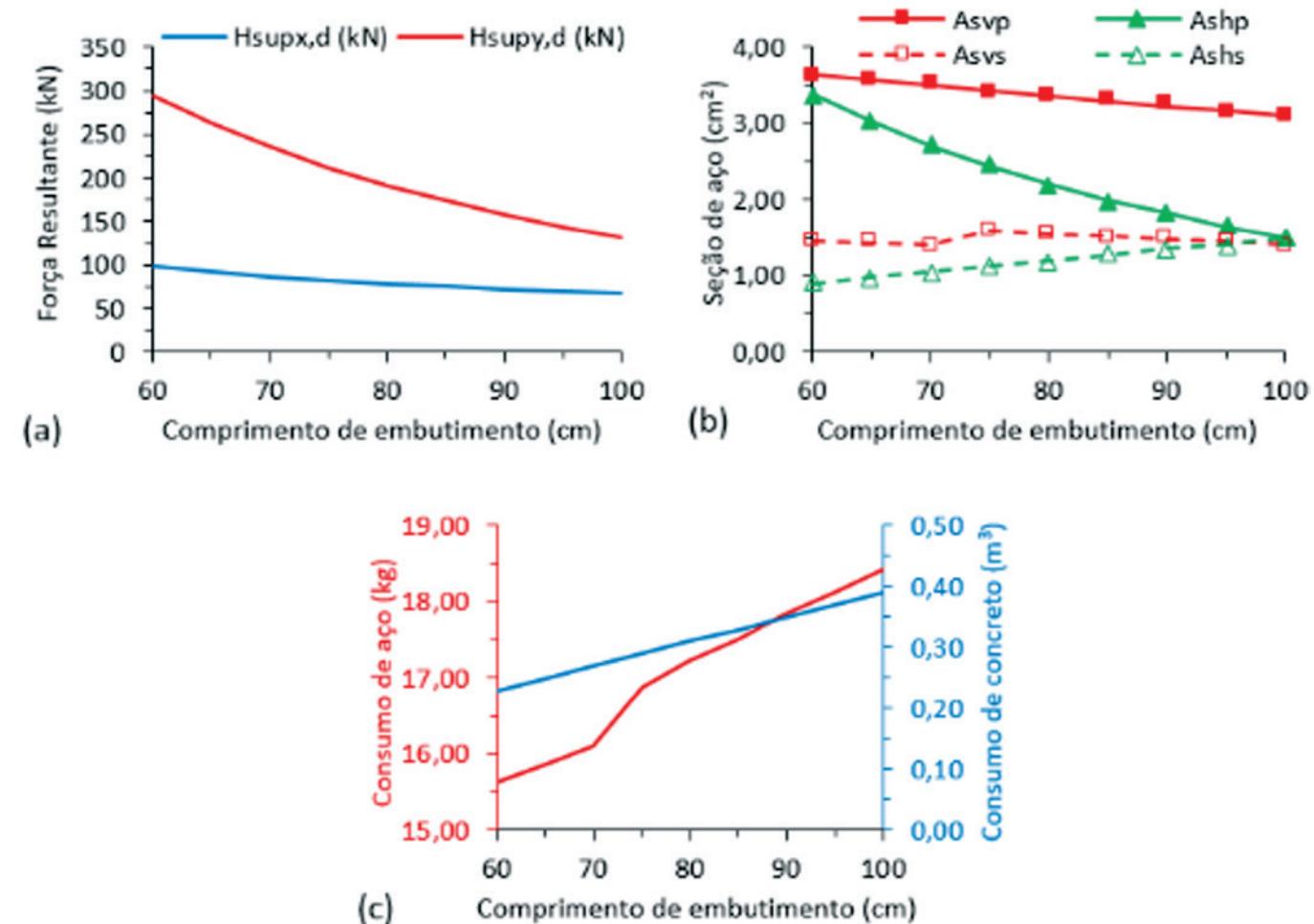


Figura 8
Influência da variação do comprimento de embedamento sobre as forças resultantes superiores (a), sobre a seção de aço de cálculo (b) e sobre o consumo de materiais (c)

direção Y e, ao serem comparadas as armaduras obtidas para as seções transversais dos pilares 40 x 60 cm e 60 x 40 cm (2,53 e 2,75 cm² respectivamente), observa-se que quando a maior dimensão do pilar está na mesma direção dos maiores esforços, o A_{svp} é menor. O mesmo acontece com os estudos de caso 2, 3 e 4. No entanto os esforços atuam predominantemente na direção X (o uso dos pilares com seção transversal 60 x 40 cm nesses casos é mais eficiente). Foram observados dois comportamentos distintos em relação a armadura vertical secundária (A_{svs}). O primeiro, ocorre quando a seção transversal de concreto é suficiente para resistir aos esforços solicitantes. Neste caso, a armadura disposta será a mínima estabelecida por norma. Foi observado que com o aumento da seção transversal do pilar, mais armadura será necessária. Por outro lado, quando a seção transversal de concreto não é suficiente para resistir aos esforços solicitantes, com o aumento da seção transversal do pilar, menos armadura é necessária para suportar os carregamentos solicitantes.

Entretanto, a análise somente da seção de armadura mínima de cálculo para suportar os esforços solicitantes em alguns casos pode apresentar-se ilusória, como, por exemplo, apresentar uma seção necessária de aço menor e, no entanto, devido as geometrias do cálice, o consumo de aço ser maior. A Figura 7 apresenta um gráfico que relaciona o consumo de cada tipo de material com a seção transversal do pilar utilizada no cálculo de cada estudo de caso. O eixo horizontal representa os 4 estudos de caso, o eixo vertical à esquerda representa o consumo de aço em kg e o eixo vertical à direita representa o consumo de concreto em m³. A parte inferior do gráfico, representada em barras, relaciona o consumo de aço para cada simulação. A parte superior do gráfico, representada em pontos, relaciona o consumo de concreto para cada simulação.

Analizando somente as seções transversais quadradas dos pilares (40 x 40 cm, 50 x 50 cm e 60 x 60 cm) observa-se uma relação praticamente linear tanto para o consumo de aço quanto de concreto. Com o aumento das dimensões da seção transversal do pilar, o consumo de aço e de concreto aumentam. As seções transversais retangulares dos pilares (40 x 60 cm e 60 x 40 cm) devem ser estudadas caso a caso para verificar qual direção consome menos material. Entretanto, ao comparar essas seções retangulares de 60 x 40 cm com a seção transversal quadrada de 60 x 60 cm, para os estudos de caso de 2 a 4, as retangulares apresentam consumos de materiais inferiores.

4.3 Influência do comprimento de embutimento (ℓ_{emb})

Para os estudos paramétricos sobre a influência do comprimento de embutimento (4.3) e da espessura da parede (4.4) sobre as armaduras do cálice, escolheu-se a seção 40 x 40 cm² como seção de estudo, utilizando os esforços dos estudo de caso definidos na tabela 4. Primeiramente será analisado o estudo de caso 1 sob a influência do aumento do comprimento de embutimento, por ser o único dos casos com flexão oblíqua. A espessura da parede do cálice foi estipulada utilizando a mínima necessária definida pela norma ABNT NBR 9062:2006, sendo seu valor igual a 14 cm. A Figura 8a apresenta a variação das forças resultantes superiores com o aumento do comprimento de embutimento. A força superior na direção X ($H_{supx,d}$) está representada em azul, e a força superior na direção

Y ($H_{supy,d}$) em vermelho. Como esperado, devido a predominância dos esforços solicitantes, a magnitude da força resultante superior na direção Y é maior e também a que sofre maior alteração com o aumento do comprimento de embutimento devido a composição dos esforços solicitantes. Como apresentado anteriormente no item 2, o valor da força resultante superior é função direta do comprimento de embutimento e dos esforços solicitantes. Observa-se um decréscimo de aproximadamente 55% de $H_{supy,d}$ ao variar o comprimento de embutimento de 60 cm para 100 cm mas, para a direção X, o decréscimo é de cerca de 30 % para a mesma variação do comprimento de embutimento.

A Figura 8b apresenta os valores das seções de armaduras calculadas para suportar os esforços solicitantes com a variação do comprimento de embutimento. As curvas contínuas representam as armaduras principais, as tracejadas representam as armaduras secundárias, sendo que a cor verde refere-se às armaduras horizontais e a cor vermelha às armaduras verticais.

Nesse estudo de caso, a armadura A_{shp} sofre uma influência direta da força resultante superior máxima, decrescendo aproximadamente 55% com a variação de 60 cm a 100 cm do comprimento de embutimento. O fato de apresentar um decréscimo da seção de armadura igual ao decréscimo da força resultante máxima superior não é um acaso. Ao contrário, os casos apresentados na sequência exibem o mesmo padrão pois, como discutido no item 2, o cálculo de A_{shp} tem como principal variável justamente a força resultante superior. Logo, a armadura A_{shs} apresenta um acréscimo de sua seção com o acréscimo do comprimento de embutimento, devido a apresentar o valor mínimo referente a seção de concreto em análise.

A armadura A_{svp} para o mesmo caso apresenta um decréscimo significativo. Como o estudo de caso em análise está solicitado em ambas as direções, há uma compensação dos esforços diminuindo a seção de armadura A_{svp} com o aumento do comprimento de embutimento. A armadura A_{svs} apresenta um decréscimo semelhante ao exibido pela armadura vertical principal. No entanto, entre os comprimentos de embutimento de 70 cm e 75 cm a armadura vertical secundária apresenta um salto devido a mudança de consolo curto para consolo longo.

Da mesma forma que foi analisado o consumo de materiais para a utilização de diferentes seções transversais de pilares, a Figura 8c apresenta o consumo de concreto em azul e de aço em vermelho sob influência do comprimento de embutimento. Observa-se um aumento do consumo tanto de aço, quanto de concreto com o aumento do comprimento de embutimento. Observa-se um salto no consumo de aço entre os comprimentos de 70 cm e 75 cm devido ao fenômeno observado no cálculo da armadura vertical secundária.

Para os estudos de caso 2, 3 e 4, a principal diferença é a intensidade dos esforços solicitantes. Por esse motivo, os três casos são abordados e discutidos de forma conjunta. A Figura 9a mostra os resultados das seções de aço para as simulações do estudo de caso 2 variando o comprimento de embutimento. Observa-se que a seção de armadura horizontal principal (A_{shp}) foi a única que cresceu com o aumento do comprimento de embutimento, como consequência direta da redução da força resultante superior com o aumento do comprimento de embutimento. A armadura A_{shs} apresenta um crescimento constante por ser definida integralmente

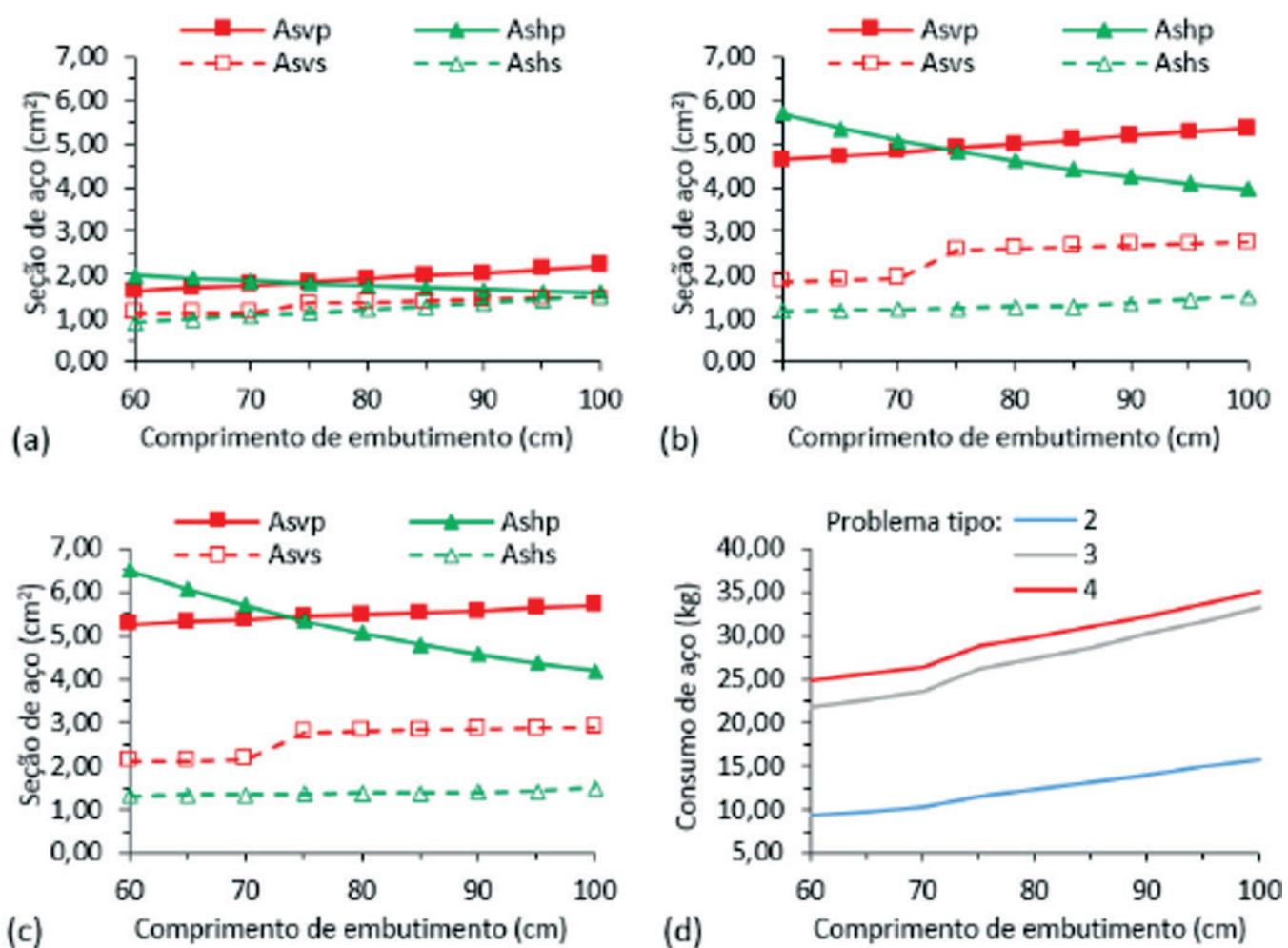


Figura 9

Influência da variação do comprimento de embedamento sobre a seção de aço de cálculo problema tipo 2 (a), 3 (b) e 4 (c) e sobre o consumo de materiais (d)

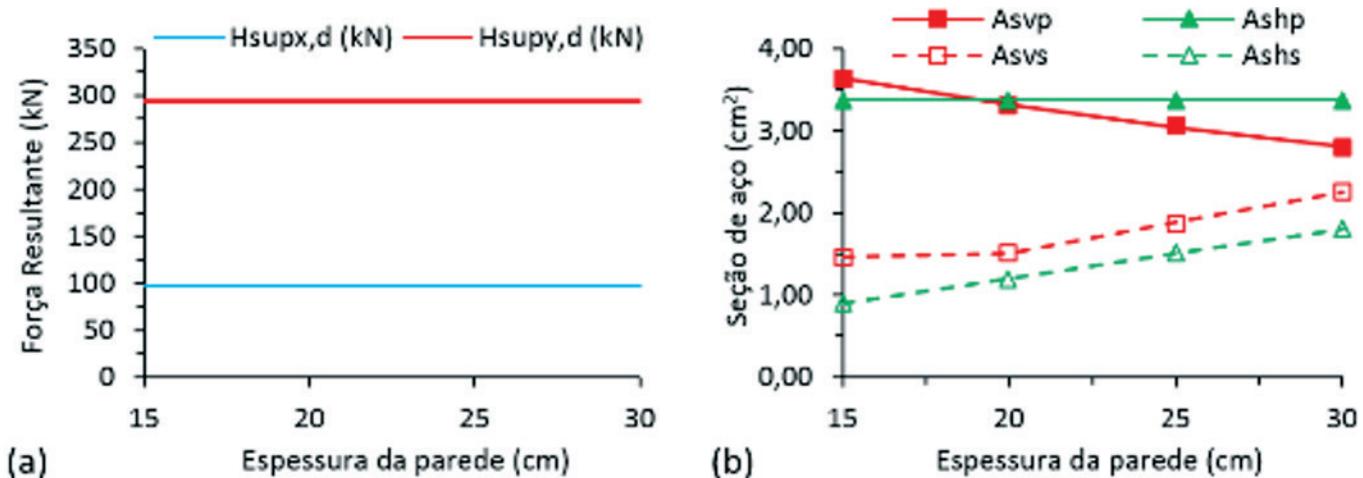


Figura 10

Forças resultantes superiores sob influência da variação da espessura da parede do cállice

como armadura mínima pela seção de concreto. Para a armadura A_{svp} observa-se um comportamento diferente do apresentado no estudo de caso 1. Mesmo com a redução da força superior resultante por conta do acréscimo do comprimento de embutimento, não foi suficiente para reduzir a armadura A_{svp} . A armadura secundária A_{svs} mostra um comportamento bastante semelhante ao estudo de caso anterior, apresentando um salto entre os comprimentos de embutimento 70 cm e 75 cm devido a mudança do tipo de consolo e o uso de armadura mínima referente a seção de concreto com comprimentos de embutimento menores ou iguais a 70 cm. A Figura 9b mostra a curva dos resultados de seção de aço para o estudo de caso 3. A intensidade dos esforços solicitantes desse estudo de caso é maior que do caso anterior, ocasionando maior magnitude dos resultados de seção de aço. No caso da armadura A_{shs} , necessita-se de armadura mínima somente com comprimentos de embutimento maiores ou iguais a 85 cm. Para as demais seções de aço o comportamento é bastante semelhante ao discutido no caso anterior. A Figura 9c mostra os resultados das seções de aço com a variação do comprimento de embutimento para o estudo de caso 4, caso em que os esforços solicitantes são de maior magnitude gerando, as-

sim, maiores valores de armadura. O comportamento é semelhante aos dois últimos estudos de caso exemplificados, com exceção da armadura A_{shs} que recai no valor mínimo somente com comprimentos de embutimento maiores ou igual a 95 cm. Observa-se que os valores de seção de aço calculados para o estudo de caso 4 com comprimentos de embutimento inferior a 80 cm são meramente para uso comparativo, já que a norma ABNT NBR 9062:2006 [9] recomenda a utilização de um comprimento de embutimento maior ou igual a 80 cm. A Figura 9d apresenta a evolução do consumo de aço em kg para os três últimos estudos de caso apresentados, representando os resultados para o estudo de caso 2 em azul, 3 em cinza e 4 em vermelho, com o aumento do comprimento de embutimento. Observa-se que para todos os casos discutidos, o consumo de aço aumenta com o comprimento de embutimento.

4.4 Influência da espessura da parede (h_c)

Inicialmente será analisada a influência do aumento da espessura da parede do cálice relativo ao estudo de caso 1, utilizando um comprimento de embutimento igual a 60 cm e variando a espessura da parede de 15 cm a 30 cm. A Figura 10 apresenta a variação

Tabela 4

Influência da modificação dos parâmetros geométricos para o problema tipo 4

h_c (cm)	l_{emb} (cm)	Conc. vol. (m ³)	A_{shp} (cm ²)	A_{svp} (cm ²)	A_{svs} (cm ²)	A_{shs} (cm ²)	$A_{s,tot}$ (kg)	Haunch type
15	60	0,23	5,71	4,63	1,85	1,16	21,79	Short
20	60	0,34	5,71	4,21	1,68	1,20*	22,25	Short
25	60	0,45	5,71	3,86	1,88*	1,50*	23,98	Short
30	60	0,58	5,71	3,56	2,25*	1,80*	26,27	Short
15	70	0,27	5,08	4,82	1,93	1,20	23,63	Short
20	70	0,39	5,08	4,38	1,75	1,40*	24,01	Short
25	70	0,52	5,08	4,02	1,88*	1,75*	25,54	Short
30	70	0,67	5,08	3,71	2,25*	2,10*	27,86	Short
15	80	0,31	4,61	5,00	2,60	1,25	27,36	Long
20	80	0,45	4,61	4,55	1,82	1,60*	26,16	Short
25	80	0,60	4,61	4,18	1,88*	2,00*	27,46	Short
30	80	0,77	4,61	3,86	2,25*	2,40*	29,84	Short
15	90	0,35	4,25	5,19	2,68	1,35*	30,17	Long
20	90	0,50	4,25	4,72	2,79	1,80*	31,29	Long
25	90	0,68	4,25	4,33	2,98	2,25*	32,97	Long
30	90	0,86	4,25	4,00	2,25*	2,70*	32,09	Short
15	100	0,39	3,95	5,38	2,75	1,50*	33,27	Long
20	100	0,56	3,95	4,89	2,86	2,00*	34,28	Long
25	100	0,75	3,95	4,49	3,04	2,50*	35,92	Long
30	100	0,96	3,95	4,14	3,31	3,00*	38,16	Long

* Uso de armadura mínima

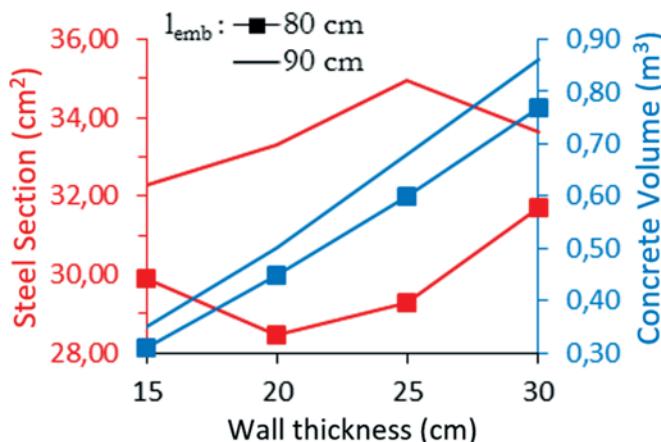


Figura 11
Resultados de consumo de aço e de concreto para os casos de l_{emb} igual a 80 e 90 cm

das forças resultantes superiores com o aumento da espessura da parede. A força superior na direção X ($H_{\text{supx},d}$) está representada em azul e a força superior na direção Y ($H_{\text{supy},d}$) em vermelho. Como se pode observar as forças resultantes em ambas direções não sofrem nenhuma alteração ao aumentar a espessura do cálice. A Figura 10b apresenta um resumo da seção de aço necessária para suportar os esforços solicitantes com a variação da espessura da parede do cálice. Como a força resultante superior não sofre nenhuma alteração ao variar a espessura do cálice e considerando que a armadura A_{shp} é função direta deste parâmetro, então esta armadura não sofre alteração de seu valor com a alteração da espessura. A armadura A_{shs} neste caso, é a armadura mínima de cál-

culo relativa a seção de concreto em todas as situações simuladas, sofrendo assim um acréscimo ao aumentar a espessura da parede. Por outro lado, o valor da armadura A_{svp} necessária sofre redução com o incremento da espessura da parede do cálice, devido a uma maior contribuição da seção de concreto para suportar os esforços solicitantes. A armadura A_{svs} apresenta um acréscimo da seção necessária de aço para suportar os esforços solicitantes ao aumentar a espessura da parede do cálice. Contudo, observa-se que a armadura referente a seção de aço passa a ser considerada mínima com espessuras de parede maiores ou igual a 20 cm. Trata-se de um comportamento contrário ao observado no caso do incremento do comprimento de embutimento. Ao aumentar somente o comprimento de embutimento pode-se modificar o tipo de consolo de curto para longo, devido a maneira como a tensão é transmitida para a base do cálice. No caso de se aumentar somente a espessura da parede do cálice, observa-se o contrário, os consolos podem passar de longos para curtos (ou mesmo para muito curtos em casos especiais). Por esse motivo, identifica-se a importância de analisar esses dois parâmetros geométricos de maneira conjunta.

4.5 Influência da espessura da parede conjunta com o comprimento de embutimento

Conforme mencionado no item 4.4, é importante analisar a influência tanto da espessura da parede quanto do comprimento de embutimento de maneira conjunta. Desta maneira, considerou-se para os estudos de caso 2, 3 e 4 a verificação da influência da espessura da parede com dimensão de 15 a 30 cm e do comprimento de embutimento com uma variação de 60 a 100 cm. Devido ao grande número de análises e a semelhança do comportamento dos resultados, será apresentado uma tabela resumo contendo os valores da espessura da parede (h_c), os valores do compri-

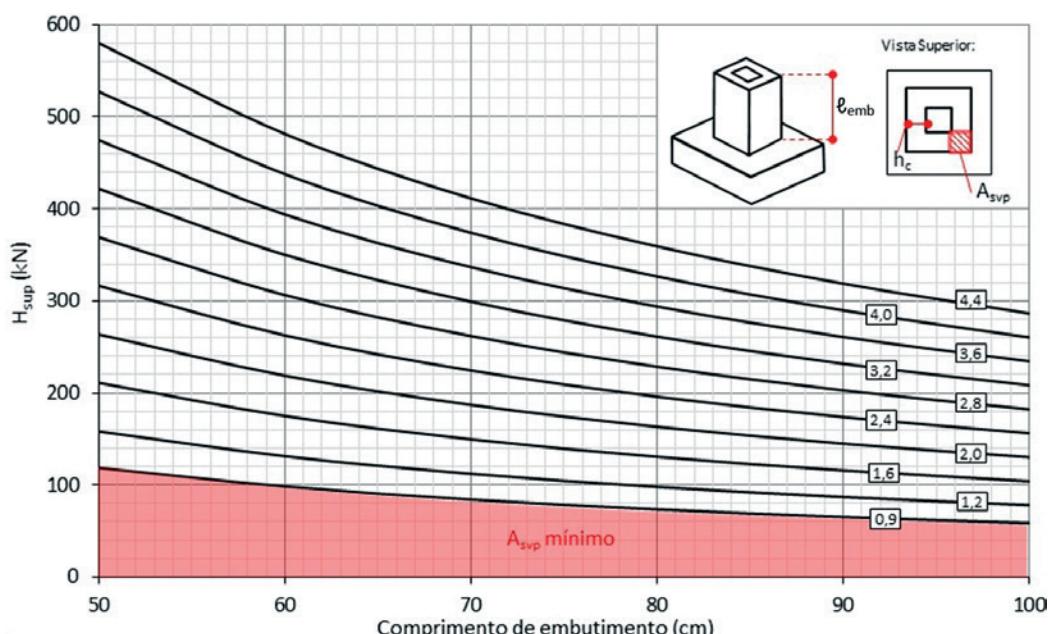


Figura 12
Ábaco para cálculo da armadura vertical principal (cm^2) para concreto C25 e aço CA-50

mento de embutimento (ℓ_{emb}), o volume de concreto estimado, os resultados calculados para as armaduras A_{shp} , A_{svp} , A_{svs} e A_{shs} , os valores do consumo estimado de aço e a identificação do tipo de consolo para o caso 4. Os resultados obtidos estão sintetizados na tabela 4.

A ação combinada do incremento da espessura da parede do cállice com o comprimento de embutimento pode, em alguns casos, modificar o tipo de cálculo de consolo para as paredes 3 e 4. Ao aumentar o comprimento de embutimento, o modelo de cálculo de consolo pode passar de curto para longo. Por outro lado, ao aumentar a espessura da parede do cállice o modelo de cálculo pode mudar de longo para curto, como observado para os comprimentos de embutimento de 80 e 90 cm no exemplo da tabela 4. O consumo de material (aço em kg e concreto em m³) para os casos com comprimento de embutimento de 80 e 90 cm variando a espessura da parede do cállice está apresentado na Figura 11. Os consumos de aço estão apresentados em vermelho e a volume de concreto em azul, as linhas com um quadrado representam o comprimento de embutimento de 80 cm e as linhas contínuas o comprimento de embutimento de 90 cm. Quanto ao consumo de concreto, quanto maiores as dimensões geométricas, maior será o consumo. Entretanto podem ser observadas quedas do consumo de aço em ambos os casos apresentados. Nos casos com comprimento de embutimento igual a 80 cm, observa-se uma redução de aproximadamente 5 % ao utilizar uma espessura de parede do cállice igual a 20 cm ao invés de 15 cm. Já para o comprimento de embutimento igual a 90 cm, pode-se observar uma redução de aproximadamente 4 % ao utilizar uma espessura de parede do cállice igual a 30 cm ao invés de 25 cm. Ao analisar os resultados na tabela 4 constata-se a mudança do modelo de cálculo utilizado para as paredes 3 e 4, alterando o cálculo como modelo de consolo longo para um de consolo curto, o que justifica os decréscimos apresentados.

4.6 Modelo de verificação

Os resultados dos estudos paramétricos, anteriormente apresentados, mostram a influência da geometria do cállice sobre a armadura requerida capaz de resistir aos esforços solicitantes. Entretanto, é necessária uma ferramenta para auxiliar a tomada de decisões quanto a um projeto mais econômico de estruturas de cállices. Nesse sentido, este trabalho são apresentados ábacos que relacionam os esforços solicitantes com as geometrias do cállice e fornecem a armadura requerida.

Como exemplo, apresenta-se dois ábacos, detalhados, referentes às armaduras vertical principal e secundária, cuja determinações envolvem a maior complexidade de cálculo. Os esforços solicitantes são considerados como força resultante superior (H_{sup}) e cada ábaco corresponde a uma espessura de parede do cállice. A Figura 12 apresenta o ábaco para cálculo da armadura vertical principal para cállices com espessura de parede igual a 15 cm, seção do pilar de 40 x 40 cm² e concreto com resistência de 25 MPa. O ábaco é composto pela força resultante superior no eixo vertical e o comprimento de embutimento no eixo horizontal, cada uma das linhas representa um valor de seção de armadura vertical principal. Como ilustrado no canto direito superior da Figura 12, a seção de armadura calculada é referente a somente um dos cantos do cállice e deve ser disposta também nos outros 3 cantos. Observa-se, ainda, o destaque (em vermelho) na parte inferior da figura, indicando a necessidade do uso da armadura mínima para essas magnitudes de força.

Este procedimento permite a geração de um conjunto de ábacos que facilita o projeto das ligações pilar pré-moldado/fundação por meio de cállice. Assim, através de procedimento análogo, é possível determinar as outras armaduras para diferentes espessuras de parede do cállice.

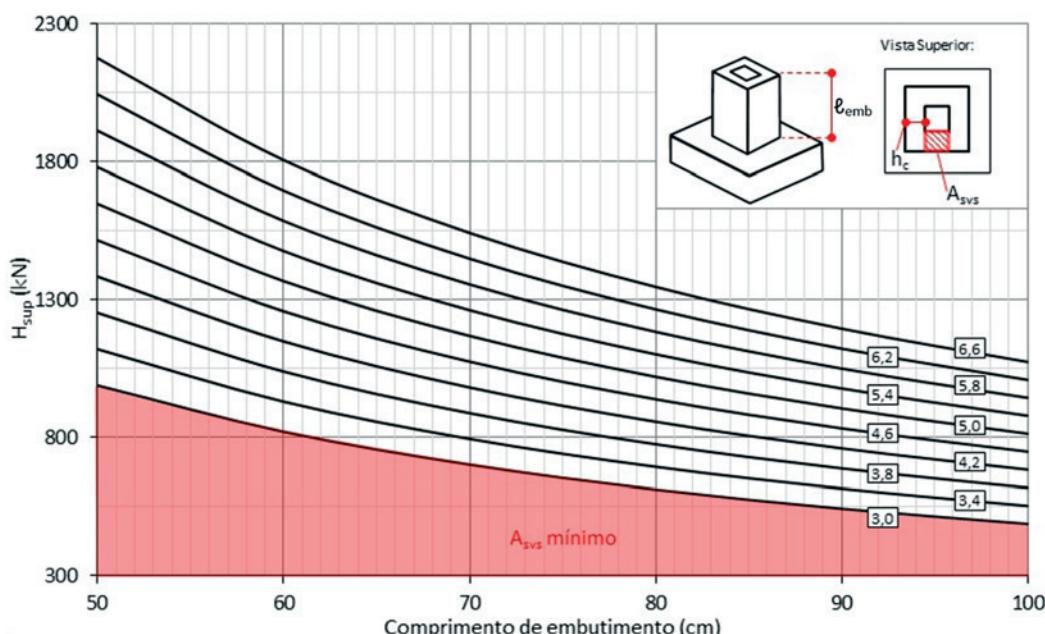


Figura 13

Ábaco para cálculo da armadura vertical secundária (cm²) para concreto C25 e aço CA-50

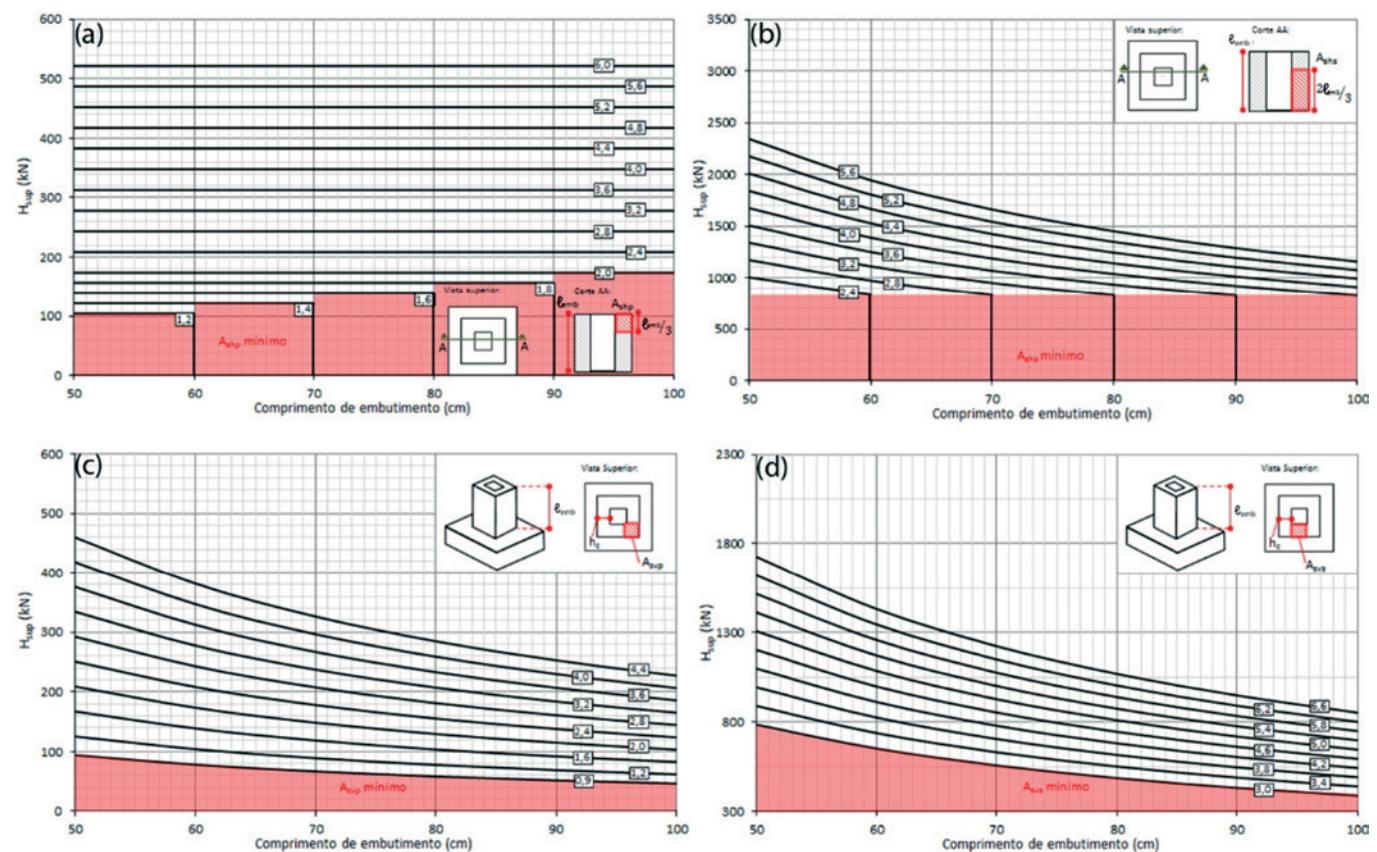


Figura 14

Ábacos para cálculo das armaduras (cm^2) do cálice com espessura de parede (h_c) de 15 cm, pilar de seção transversal de 25 x 25 cm, concreto C25 e aço CA-50

Utilizando as mesmas variáveis de entrada, espessura de parede igual a 15 cm, seção do pilar de 40 x 40 cm^2 e concreto com resistência de 25 MPa, foi gerado um ábaco para o cálculo da armadura vertical secundária, apresentado na Figura 13. O ábaco da armadura vertical secundária também é composto pela força resultante superior no eixo vertical e o comprimento de embutimento no eixo horizontal. No entanto, ao comparar os dois ábacos (Figura 12 e 13) pode-se observar que as escalas dos eixos verticais são diferentes, a Figura 13 apresenta uma escala de 0 a 600 kN, enquanto a Figura 13 uma escala de 300 a 2300 kN. Essa variação de escalas é justificada pela diferença de tensões experimentadas para cada região em análise, sendo que a região onde deve ser disposta a armadura vertical principal é a região responsável por transmitir a maior parte das tensões para o bloco de fundação, já a região onde a armadura vertical secundária deve ser disposta não recebe o mesmo nível de tensões. No canto direito superior da Figura 13 está ilustrado a região de cálculo da seção de armadura calculada, referente a somente um dos centros das paredes do cálice e deve ser disposta também nos outros 3 centros de paredes.

A Figura 14 apresenta os ábacos para as armaduras do cálice de fundações considerando a espessura de parede igual a 15 cm, a seção do pilar de 25 x 25 cm^2 e o concreto com resistência de 25

MPa. O ábaco referente ao cálculo da armadura horizontal principal está apresentado na Figura 14a, onde é possível observar as armaduras mínimas necessárias para cada comprimento de embutimento apresentadas em vermelho e, também, que a armadura horizontal principal é função direta da intensidade da força resultante superior. As Figuras 14b, 14c e 14d apresentam, de maneira análoga, os ábacos para os cálculos das armaduras horizontal secundária, vertical principal e vertical secundária, respectivamente.

5. Conclusões

Considerando os resultados dos estudos paramétricos e dos procedimentos de cálculo sugeridos neste estudo, pode-se concluir que:

- Ao aumentar as seções transversais do pilar, aumenta-se a geometria do cálice, mas as seções de aço mínimas requeridas são menores. Entretanto ao tratar do consumo final dos materiais, observa-se um incremento tanto no consumo de concreto quanto no consumo de aço com o aumento da seção transversal do pilar.
- Ao comparar as seções retangulares dos pilares observa-se que as seções mais econômicas são as que estão na direção da maior solicitação. Portanto, evidencia-se a importância de analisar diferentes seções transversais para buscar a seção ótima.
- O aumento do comprimento de embutimento do pilar no cálice

- reduz consideravelmente a força resultante que atua na parede 1, impactando na diminuição da quantidade de armadura horizontal principal (A_{shp}). Todavia, o aumento do comprimento de embutimento fragiliza as paredes 3 e 4 e aumenta os esforços de flexo-tração, resultando em um aumento das armaduras verticais (observado principalmente nos estudos de casos de 2 a 4, onde a combinação de esforços é mais desfavorável).
- O aumento da espessura da parede do cálice não reflete na resultante da força que atua na parede 1, como o aumento do comprimento de embutimento, entretanto acarreta em um aumento da resistência das paredes 3 e 4 (paredes que trabalham como consolos), diminuindo assim, a seção mínima necessária de armaduras verticais.
 - Torna-se evidente que deve ser realizado um estudo combinado entre comprimento de embutimento e a espessura da parede do cálice para buscar a geometria ótima do cálice de fundações. Observa-se, também, que ao analisar diferentes geometrias para o cálice os resultados de consumo de aço apresentam pontos de inflexão, sugerindo que o modelo de cálculo pode ser otimizado.
 - O uso de ábacos, como os que foram apresentados neste trabalho, simplifica o projeto e torna uma análise comparativa entre diferentes soluções factível. Deve-se constatar que em uma construção pré-moldada busca-se a maior uniformidade de peças. Portanto ao estudar qual a melhor seção das peças, seção mais econômica, estará trabalhando com um elevado número de peças submetidas a diferentes esforços e condições de contorno. Desta maneira, métodos, como a utilização de ábacos, que facilitem esse processo são de extrema importância.
- [8] CANHA, R. M. F.; CAMPOS, G. M.; EI DEBS, M. K. Modelo e recomendações de projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 5, Number 2 (April 2012) p. 182-218.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT. 2006.
- [10] CANHA, R. M. F.; EI DEBS, M. K. Proposta de modelo de projeto para a ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 2, Number 2 (June 2006) p. 137-166.
- [11] CANHA, R. M. F. Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. São Carlos. 279p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2004.
- [12] PIERALISI, R. Análise teórica da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. Curitiba. 80p. Trabalho final de curso. Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná. 2011.
- [13] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE. CNR-10025 – La normative sui prefabbricati. Milano. 1998.

6. Referências bibliográficas

- [1] EL DEBS, M. K. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 1.ed. São Carlos, SP, Publicação EESC-USP. 2000.
- [2] DELALIBERA, R. G.; GONGO, J. S. Análise numérica de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, submetido à ação de força de compressão excêntrica, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 6, Number 3 (June 2013) p. 436-474.
- [3] CANHA, R. M. F.; EI DEBS, M. K. Análise crítica dos modelos e recomendações para o projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 2, Number 2 (June 2006) p. 95-136.
- [4] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado. v.3, 1.ed. Rio de Janeiro, Interciêncie. 1977.
- [5] CANHA, R. M. F.; JAGUARIBE JR., K. de B.; EL DEBS, A. L. H. de C.; EL DEBS, M. K. Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections, Engineering Structures, Volume 31, Issue 3, March 2009, p. 788-798.
- [6] CAMPOS, G. M. Recomendações para o projeto de cálices de fundação. São Carlos. 183p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.
- [7] CARVALHO, R. R.; CANHA, R. M. F. Análise da ligação do cálice embutido em bloco de fundação, Scientia Plena, Volume 8, Number 12b (2012) p. 1-9.

Volume 10, Number 1
February 2017
ISSN: 1983-4195

Contents

Economic viability of ultra high-performance fiber reinforced concrete in prestressed concrete wind towers to support a 5 MW turbine

P. V. C. N. GAMA AND T. N. BITTENCOURT

1

Influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams

G. SAVARIS and R. C. A. PINTO

30

Numerical analysis of nonlinear behavior of steel concrete composite structures

I. J. M. LEMES, A. R. D. SILVA, R. A. M. SILVEIRA and P. A. S. ROCHA

53

Tools for assessing damage in concrete affected by AAR coming from fine and coarse aggregates

L. F. M. SANCHEZ, B. FOURNIER, M. JOLIN and J. BASTIEN AND D. MITCHELL

84

Cement blocks with EVA waste for extensive modular green roof: contribution of components in thermal insulation

A. B. DE MELO and T. N. M. MENDONÇA

92

Adherence between steel bars and lightweight concrete with EPS beads

A. L. SARTORI, L. M. PINHEIRO, R. M. DA SILVA, S. B. FREITAS and T. G. CESAR

122

Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement

M. S. SAMORA, A. C. DOS SANTOS, L. M. TRAUTWEIN and M. G. MARQUES

160

Intumescent paint as fire protection coating

B. F. ROCHA AND M. SCHULZ

192

Skew decks in reinforced concrete bridges

R. B. R.S. OLIVEIRA, A. L. MORENO JUNIOR and L. C. M. VIEIRA

220

Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006

R. PIERALISI and R. D. MACHADO

244