



IBRACON
Instituto Brasileiro de Concreto

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 8, Number 6

December, 2015

ISSN 1983-4195



Contents

Application of general method for design of concrete columns and encased composite steel and concrete columns

L. E. A. CHAVES, R. B. CALDAS, R. H. FAKURY and R. J. PIMENTA

Recommendations for verifying lateral stability of precast beams in transitory phases

P. A. KRAHL, M. C. V. LIMA and M. K. EL DEBS

Experimental and finite element analysis of bond-slip in reinforced concrete

A. R. V. WOLENSKI, S. S. DE CASTRO, S. S. PENNA, R. L. S. PITANGUEIRA, B. V. SILVA and M. P. BARBOSA

Influence of the concrete structural configuration in the seismic response

L. A. P. PEÑA and G. N. D. DE CARVALHO

Study of methods for the design of cellular composite steel and concrete beams

A. BADKE-NETO, A. F. G. CALENZANI and W. G. FERREIRA

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000600001>

Editorial Board

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

Reviewers

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

The last issue of the 2015 Volume of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 8 Number 6, December 2015) is now released. This number brings five articles discussing topics related to concrete applications. The development and the implementation of a numerical procedure for design of reinforced concrete columns and composite columns with fully concrete encased steel I-section is discussed in first article. Application to experimental and numerical results demonstrate the accuracy of the procedure. The second article discusses recommendations for safety check of precast beams in transitory phases, comparing results of parametric analyses with national and international code recommendations, and confronting the formulations used for assessment of buckling loads. The next article deals with nonlinear finite element analysis of the bond-slip between reinforcing steel and concrete, combining a microplane model for the concrete with an embedded reinforcement model accounting for bond-slip. The fourth article aims at the evaluation of the seismic behavior of a reinforced concrete structure with irregularities through their influence in the loss of ability to resist lateral loads and energy dissipation. Methodology for the design of cellular composite steel-concrete beams is the subject of the last article.

With this issue, we complete the eighth volume of the IBRACON Structures and Materials Journal. We acknowledge the efforts of the whole IBRACON community that supported this project during the last decade, particularly authors, reviewers, former and current editors. As usual, as this is the last issue of 2015, we present the list of reviewers who donate their precious time evaluating manuscripts to assure the good quality of our Journal.

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

O último número do Volume de 2015 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 8 Número 6, Dezembro de 2015) está sendo publicado. Este número traz cinco artigos que discutem temas relacionados a concreto e suas aplicações. O desenvolvimento e a implementação de um procedimento numérico para o projeto de pilares de concreto armado e pilares mistos com seção I de aço totalmente envolvida em concreto são discutidos no primeiro artigo. A aplicação a resultados experimentais e numéricos comprovam a acurácia do procedimento. O segundo artigo descreve recomendações para a verificação de segurança de vigas pré-moldadas em fases transitórias, comparando os resultados de análises paramétricas com recomendações de normas nacionais e internacionais, e confrontando as formulações utilizadas para avaliação das cargas críticas de instabilidade lateral. O artigo seguinte trata de análise não-linear por elementos finitos da perda de aderência entre armadura e concreto, combinando um modelo de microplanos para o concreto com um modelo de armadura embutida para considerar a perda de aderência. O quarto artigo tem como objetivo a avaliação do comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado com diversas irregularidades através de sua influência na perda de capacidade de resistir a cargas laterais e dissipação de energia. Metodologia para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfil celular é o tema do último artigo.

Com este número, completamos o oitavo volume da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Reconhecemos os esforços de toda a comunidade IBRACON que apoiaram este projecto durante a última década, particularmente autores, revisores e editores antigos e atuais. Como de costume, já que esta é a última edição de 2015, apresentamos a lista de colaboradores que doaram seu tempo precioso avaliando manuscritos para assegurar a boa qualidade do nossa Revista.

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



Cover: MUSEU DO AMANHÃ, RIO DE JANEIRO

Courtesy: MAC PROTENSÃO



IBRACON

Ibracon Structures and Materials Journal

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

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

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

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Cover design & Layout:

Ellementto-Arte

www.ellementto-arte.com

Volume 8, Number 6

December 2015

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

***Application of general method for design of concrete columns
and encased composite steel and concrete columns***

L. E. A. CHAVES, R. B. CALDAS, R. H. FAKURY AND R. J. PIMENTA

755

***Recommendations for verifying lateral stability of precast
beams in transitory phases***

P. A. KRAHL, M. C. V. LIMA and M. K. EL DEBS

763

***Experimental and finite element analysis of bond-slip in
reinforced concrete***

A. R. V. WOLENSKI, S. S. DE CASTRO, S. S. PENNA, R. L. S. PITANGUEIRA,
B. V. SILVA and M. P. BARBOSA

787

***Influence of the concrete structural configuration in the
seismic response***

L. A. P. PEÑA and G. N. D. DE CARVALHO

800

***Study of methods for the design of cellular composite steel
and concrete beams***

A. BADKE-NETO, A. F. G. CALENZANI and W. G. FERREIRA

827

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

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

E-mail: arlene@ibracon.org.br

Aviso Legal

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

Diretoria

Diretoria Biênio 2013/2015

Diretor Presidente

Túlio Nogueira Bittencourt

Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos

José Tadeu Balbo

Selmo Chapira Kuperman

Diretor 1º Vice-Presidente

Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente

Nelson Covas

Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário

Arcindo Vaqueiro Y Mayor

Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro

Carlos José Massucato

Diretor de Marketing

Hugo da Costa Rodrigues Filho

Diretor de Eventos

Luiz Prado Vieira Júnior

Assessor de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Diretor Técnico

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais

Ricardo Lessa

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Paulo Helene

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Diretor de Cursos

Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra

Roseni Cezimbra

Conselho Diretor Biênio 2013/2015

Sócios Titulares Individuais

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Cláudio Sbrighi Neto

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Augusto Carlos de Vasconcelos

Nélson Covas

Vladimir Paulon

Antonio Laranjeiras

Enio Pazini Figueiredo

Júlio Timermam

Luis Prado Vieira Júnior

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo

L. A. FALCÃO BAUER

FURNAS

ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto

GERDAU

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

CNO – Companhia Norberto Odebrecht

OTTO BAUMGART

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano

Paulo Helene

Ronaldo Tartuce

Rubens Machado Bittencourt

Selmo Chapira Kuperman

Simão Priszkulnik

Application of general method for design of concrete columns and encased composite steel and concrete columns

Aplicação do método geral para dimensionamento de pilares de concreto e pilares mistos de aço e concreto totalmente revestidos



L. E. A. CHAVES^a
lechaves@gmail.com

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

R. H. FAKURY^a
fakury@dees.ufmg.br

R. J. PIMENTA^b
roberval@codeparsa.com.br

Abstract

The purpose of this work is the development and implementation of a numerical procedure for the design of reinforced concrete columns (RC) and composite columns with fully concrete encased steel I-section (SC). For this purpose, a computer program was developed to determine the load capacity of these columns, applying the General Method adopted by ABNT NBR 6118:2014. The program is based on an iterative process from integration of the curvatures along the column, obtained by determining the moment-curvature relationship of the cross section by the Newton-Raphson method. Several experimental and numerical results are compared to the program's to demonstrate the accuracy of the procedure.

Keywords: reinforced concrete columns, composite steel and concrete columns, general method.

Resumo

O propósito deste trabalho é o desenvolvimento e implementação de um procedimento numérico voltado para o dimensionamento de pilares de concreto armado e pilares mistos de aço e concreto totalmente revestidos. Assim, foi desenvolvido um procedimento computacional para a determinação da capacidade resistente desses pilares, a partir do Método Geral adotado pela ABNT NBR 6118:2014. O programa emprega um processo iterativo a partir da integração das curvaturas ao longo do pilar, obtidas através da determinação da relação momento-curvatura da seção transversal pelo método de Newton-Raphson, com base em um modelo discreto de fibras. Diversos resultados numéricos e experimentais são utilizados em comparações para comprovação da eficácia do procedimento implementado.

Palavras-chave: pilares de concreto armado, pilares mistos de aço e concreto, método geral.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil;
^b Codeme Engenharia S/A, Betim, MG, Brasil.

1. Introduction

The purpose of this work is the development and implementation of a general procedure for the design of reinforced concrete columns (RC) and composite columns with fully concrete encased steel I-section (SC).

A calculation model in accordance with the ABNT NBR 6118:2014 [1] General Method was implemented in order to evaluate the bearing capacity of reinforced concrete columns and composite columns according to the same parameters comparisons.

The program is based on an iterative process from integration of the curvatures along the column, obtained by determining the moment-curvature relationship of the cross section by the Newton-Raphson method, based on a discrete fiber model. Several experimental and numerical results are compared to the program's to verify the efficiency of the procedure.

2. Computational implementation

The program CSTMI, *Calculation of Composite Cross Sections*, was developed by Caldas and Sousa Jr. [2] with the purpose of analyzing generic composite cross sections at ambient (Caldas [3]) and elevated temperature (Caldas [4]).

The main algorithms implemented in CSTMI are: algorithms for obtaining moment-curvature relationship; algorithms for obtaining the deformed cross section according to the applied axial force and moments; algorithms for obtaining axial force-moment interaction surface and interaction surface of moments for a given axial force;

and algorithms for obtaining 3D surface interaction to axial force and moments.

A fiber model is applied in the program for the integration of stresses and determination of resistances. In general, this method consists of discretization of the cross section in small elements (called fibers), and each of them can assume a constitutive model.

The stress-strain relationships for concrete and steel are considered according to ABNT NBR 6118:2014 [1]. The reinforcing steel properties are considered separately and are not included in the fiber mesh. Simply put, the concrete areas occupied by reinforcements are not deducted from the discretized cross section. All meshes are generated with the assistance of GMSH program [5], which uses a text output from CSTMI as geometry data entry and discretizes the cross section to elements of three and four sides. The program interface for columns calculation developed for this study and the discretized cross section are shown in Figure 1.

The solution by the General Method consists of finding the equilibrium of internal forces to external forces applied in all cross sections along the column, considering the effects of material and geometric nonlinearity.

Only columns subjected to axial load and moment about one axis were considered in this study. The methodology to calculate columns is based on the numerical integration of the curvatures obtained from moment-curvature relationship. Thus, the program obtains an initial displacement of the column, leading to its deformed shape. The process is then repeated, considering the second order effects, until the convergence of displacements, subsequently getting a final equilibrium setting.

Figure 1 - Columns calculation interface of CSTMI

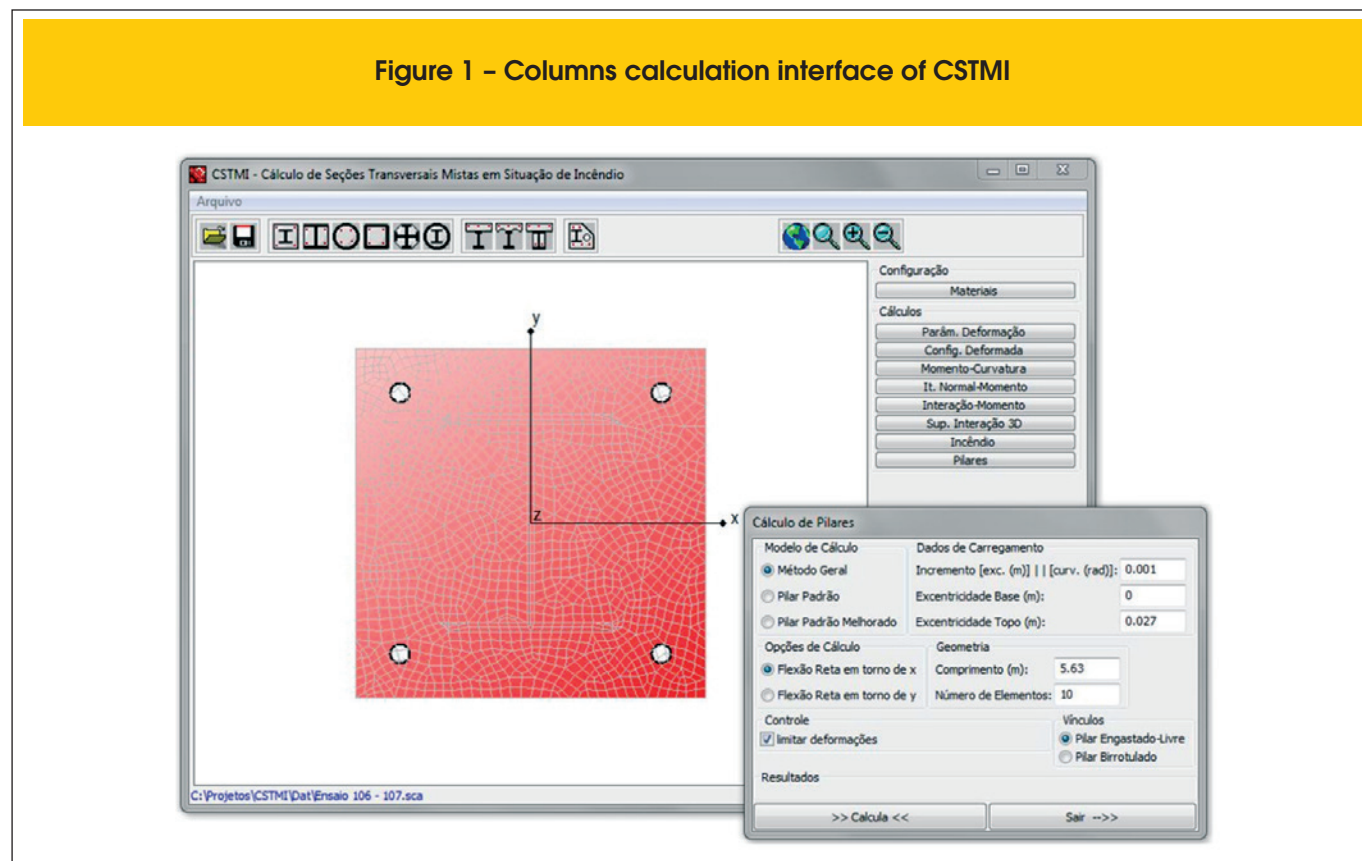
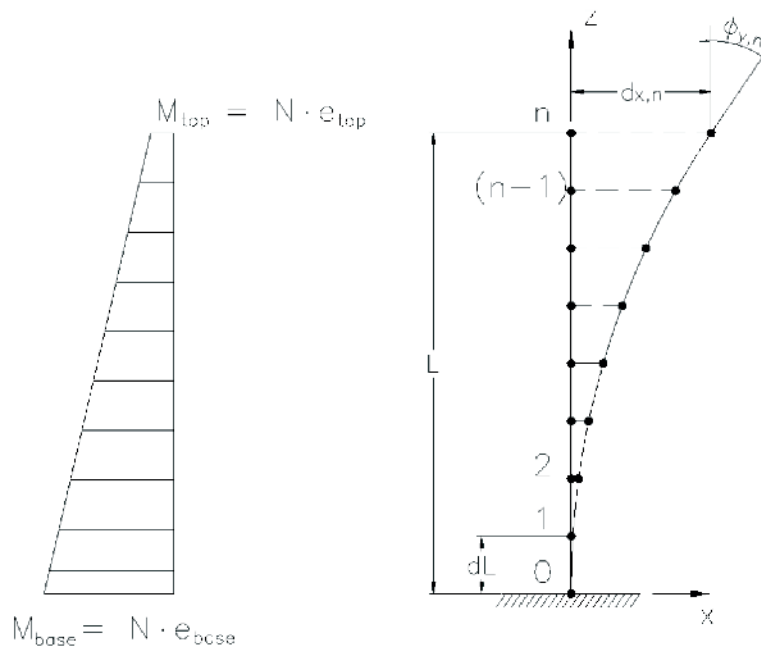


Figure 2 - Bar discretization and applied moments



Using the Newton-Raphson method, Caldas [3] has implemented an algorithm for determining the moment-curvature relationship by the control of applied moments (load control), given by increments of applied moment in the section.

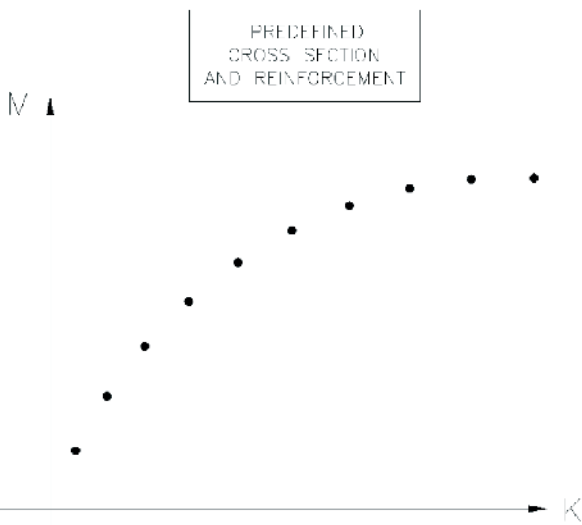
In the implementation of this work the geometry of the column is simplified as a bar formed by a finite number of elements informed by the program user, as shown in Figure 2. The calculations of the equilibrium section are performed for each node of the bar.

Consider a restrained-free column with predefined cross-section and reinforcement subjected to an axial compressive load N_{sz} . By the load control algorithm, the program obtains a moment-curvature relationship as shown in Figure 3.

It is considered that the moments are applied only at the ends of the bar, by top and base eccentricity as shown in Figure 2. The axial force and moments (only about one axis) are applied to the geometrical center of the cross section and balanced on each node of the bar, so the accuracy of the model increases as more elements are used.

The applied moment of the bar at undeformed condition, on each node i , can be written as:

Figure 3 - Moment-curvature relationship for a load N_{sz}



$$M_i = M_{base} + (M_{top} - M_{base}) \frac{z_i}{L} \quad (1)$$

where M_{base} and M_{top} are, respectively, the moments applied at the base and top of the column; z_i is the element position; and L is the length of the bar.

The program builds a position vector with the coordinates of the nodes and a vector with the applied moments corresponding to them. By introducing each point of the vector of applied moments at the moment-curvature relationship and interpolating linearly, the program obtains a vector with the corresponding curvatures for each node of the bar.

The rotation $\phi_y(z)$ of the cross section at any point can be obtained by integrating the curvatures $k_y(z)$ along the length of the bar:

$$\phi_y(z) = \int_0^L k_y(z) dz + C_1 \quad (2)$$

Applying the boundary condition $\phi_y(0) = 0$ in equation (2) leads to $C_1 = 0$. Numerically, the integration of curvature is obtained by the sum of the areas under the graph formed by the points of the curvatures vector.

From the integration of the curvatures the program builds a vector with the rotations ϕ_i of the nodes obtained with equation (3):

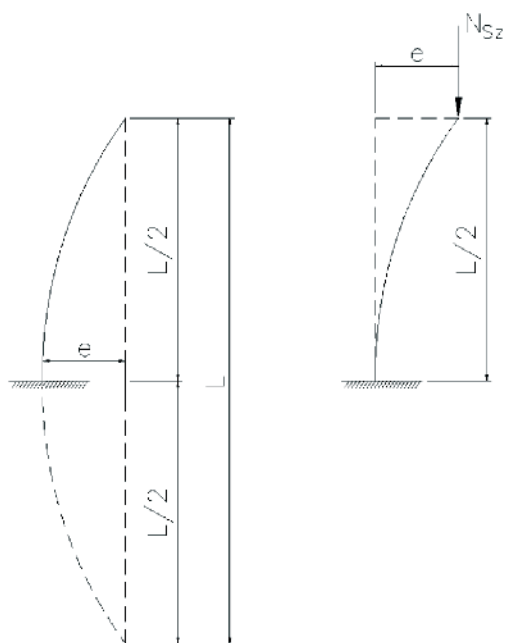
$$\phi_i = \phi_{i-1} + \frac{k_i + k_{i-1}}{2} (z_i - z_{i-1}) \quad (3)$$

where k_i and k_{i-1} are, respectively, the curvatures at the availed and at the previous node; z_i and z_{i-1} are respectively the positions of the availed and of the previous node; and ϕ_{i-1} is the rotation of the previous node. The equation (3) is valid for $i \geq 1$. The node 0 has null rotation, $\phi_y(0)$, which is determined by the boundary conditions. The transversal displacement $d_x(z)$ of the column's axis is obtained by double integration of the curvatures, i.e., by simple integral of the rotations of the cross section, according to equation (4):

$$d_x(z) = \int_0^L \phi_y(z) dz + C_2 \quad (4)$$

Applying the boundary condition $d_x(0) = 0$ in equation (4) leads to $C_2 = 0$. The reasoning for obtaining numerical integration of the rotations is identical to that used for the integration of curvatures.

Figure 4 - Symmetry condition for simple supported columns



The program builds a vector with the displacements of the nodes, given by:

$$d_i = d_{i-1} + \frac{\phi_i + \phi_{i-1}}{2} (z_i - z_{i-1}) \quad (5)$$

where ϕ_i and ϕ_{i-1} are, respectively, the rotations at the availed and at the previous node; z_i and z_{i-1} are, respectively, the positions of the availed and of the previous node; and d_{i-1} is the displacement of the previous node.

Then, it is obtained by this process the deformed position of the cross sections at the nodes from the undeformed position. A second iteration is executed from the deformed position of the column, now considering the additional effects due to the column's displacement (second order effects). The applied moment in the deformed condition at node i is given by:

$$M_i = M_{base} + (M_{top} - M_{base}) \frac{z_i}{L} + N_{sz} (d_n - d_i) \quad (6)$$

where d_i is the displacement obtained at the previous iteration for the node under consideration; and d_n the displacement obtained at the previous iteration to the top of the column.

The increase of the applied moments in the second iteration results in a new deformed configuration of each cross section of the bar, which, in turn generates a new displaced position of the nodes and increases their moments. This process is repeated until the occurrence of one of the following situations:

- a) convergence of the procedure for a given tolerance;
- b) instability of the bar by excessive displacement;
- c) failure of the material due to the occurrence of stresses exceeding the standards limits.

It was observed that the occurrence of items b and c is perceived by the fact that the applied moment considered is above the moment-curvature relationship, not being possible in this case to get a curvature corresponding to the moment.

The same formulation of restrained-free columns is adopted for the calculation of simple supported columns, but it uses half of the bar length value in the calculations (Figure 4), since the buckling coefficient K of those columns is equal to 1.0, compared to the value of $K = 2.0$ in restrained-free columns. It is emphasized that this symmetry condition must also be assumed to the applied diagram of bending moments.

Based on this iterative process, it is possible to identify if the column resists the axial force and moments applied.

To obtain the column resistance, it was developed a second algorithm based on the plastic resistance of cross section and repeating the foregoing process. First, the plastic resistance of the cross section in axial compression, N_{REF} is obtained by:

$$N_{REF} = A_a f_{ya} + A_c f_{ck} + A_s f_{ys} \quad (7)$$

Table 1 – Comparison of resistance for reinforced concrete columns by tests and CSTMI

Authors	Column (exp1; exp2)	Base (cm)	Height (cm)	Number of bars	Unitary As (cm ²)	Total As (cm ²)	Cover (cm)	L (cm)	fc (MPa)	fy (MPa)	e1 (cm)	Fu,exp 1 (kN)	Fu,exp 2 (kN)	Fu,CSTMI (kN)	Fu,CSTMI/Fu,exp1	Fu,CSTMI/Fu,exp2	Fu,CSTMI/Fu,exp,mean
Goyal e Jackson (7)	A1 A2	7,62	7,62	4	0,355	1,42	1,27	182	19,9	352	3,81	33,1	33,4	33,1	1,00	0,99	1,00
Goyal e Jackson (7)	C1 C2	7,62	7,62	4	0,355	1,42	1,27	182	23,3	352	2,54	44,5	46,8	48,2	1,08	1,03	1,06
Goyal e Jackson (7)	E1 E2	7,62	7,62	4	0,355	1,42	1,27	182	21,9	352	1,27	66,7	65,4	67,3	1,01	1,03	1,02
Goyal e Jackson (7)	G1 G2	7,62	7,62	4	0,355	1,42	1,27	182	22,2	352	1,91	55,4	53,0	55,5	1,00	1,05	1,02
Goyal e Jackson (7)	I1 I2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	182	22,7	310	1,27	60,0	57,4	58,6	0,98	1,02	1,00
Goyal e Jackson (7)	K1 K2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	182	22,8	310	1,91	46,6	45,6	45,7	0,98	1,00	0,99
Goyal e Jackson (7)	M1 M2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	182	22,9	310	2,54	37,1	37,0	34,4	0,93	0,93	0,93
Goyal e Jackson (7)	O1 O2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	122	23,6	310	1,27	82,3	92,4	84,0	1,02	0,91	0,96
Goyal e Jackson (7)	P1 P2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	122	23,6	310	1,91	64,5	72,7	65,5	1,02	0,90	0,96
Goyal e Jackson (7)	Q1 Q2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	122	19,9	310	2,54	51,4	48,9	45,4	0,88	0,93	0,91
Goyal e Jackson (7)	R1 R2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	274	21,4	310	1,27	33,5	31,1	31,1	0,93	1,00	0,96
Goyal e Jackson (7)	S1 S2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	274	20,9	310	1,91	23,0	24,3	24,4	1,06	1,00	1,03
Goyal e Jackson (7)	T1 T2	7,62	7,62	4	0,25	1,00	1,27	274	20,7	310	2,54	19,4	20,6	21,2	1,09	1,03	1,06
Kim e Yang (8)	L2-1 L2-2	8,00	8,00	4	0,3175	1,27	1,50	144	25,5	387	2,40	63,7	65,7	65,8	1,03	1,00	1,02
Kim e Yang (8)	L2-3 L2-4	8,00	8,00	4	0,3175	1,27	1,50	240	25,5	387	2,40	38,2	35,0	36,1	0,95	1,03	0,99
Kim e Yang (8)	L4-1 L4-2	8,00	8,00	8	0,3175	2,54	1,50	24	25,5	387	2,40	109,5	109,3	102	0,93	0,93	0,93
Kim e Yang (8)	L4-3 L4-4	8,00	8,00	8	0,3175	2,54	1,50	240	25,5	387	2,40	49,0	47,0	47,1	0,96	1,00	0,98
Kim e Yang (8)	M2-1 M2-2	8,00	8,00	4	0,3175	1,27	1,50	24	63,5	387	2,40	179,0	182,8	168,6	0,94	0,92	0,93
Kim e Yang (8)	M2-3 M2-4	8,00	8,00	4	0,3175	1,27	1,50	144	63,5	387	2,40	102,8	113,5	100,2	0,97	0,88	0,93
Kim e Yang (8)	M2-5 M2-6	8,00	8,00	4	0,3175	1,27	1,50	240	63,5	387	2,40	45,2	47,6	54,7	1,21	1,15	1,18
Kim e Yang (8)	M4-1 M4-2	8,00	8,00	8	0,3175	2,54	1,50	24	63,5	387	2,40	207,7	204,6	186,7	0,90	0,91	0,91
Kim e Yang (8)	M4-3 M4-4	8,00	8,00	8	0,3175	2,54	1,50	240	63,5	387	2,40	59,6	60,5	70,7	1,19	1,17	1,18
Global Mean																1,00	
Standard Deviation																0,07	

where A_s , A_c and A_{s_c} are, respectively, the areas of steel I-section, concrete and reinforcements; f_{y_s} and f_{y_s} are, respectively, the yield stresses of steel I-section and reinforcements; and f_{ck} is the compressive characteristic strength of concrete.

To determine the moment-curvature relationship the program starts considering an applied axial force N_{S_z} equal to 10% of the plastic resistance N_{REF} . If the process results in convergence, the program increases the applied force in more 10% of N_{REF} , and so on until convergence is not reached. From this point, cuts of 1% of N_{REF} are made until there is convergence of the model again, yielding then, with 1% precision of N_{REF} , the column axial force resistance.

3. Validation of results

3.1 Reinforced concrete columns

To validate the procedure for calculation of reinforced concrete columns implemented via CSTMI, the authors have modeled columns subjected to combined compression and uniaxial bending studied by Araújo [6], who compared theoretical results obtained from a computer program implemented by him to results of several experiments by other researchers.

It is emphasized that, as a comparison with tests, all partial factors were considered unit. He also specified as unitary the value of α , reduction factor on the characteristic strength of the concrete due to the long-term effects (Rüsch effect). The tested columns were subjected to constant bending moments. All these considerations have also been adopted in the numerical model.

Table 1 shows the test results compared to the results obtained by CSTMI.

In both tests performed by Goyal and Jackson [7], and in those performed by Kim and Yang [8], two columns with the same geometric characteristics and material (for example, the first line of the Table, columns A1 and A2) were evaluated for each series. Thus, there are two experimental results, $F_{u,exp1}$ and $F_{u,exp2}$, for each column series.

Samples of columns of the same series can be considered dependent on each other, thus should not be evaluated separately in order to not violate the principle of statistical independence. In this case, it may be used only the value of $F_{u,exp1}$, or only $F_{u,exp2}$, or the average of the two values. It was evaluated the data of the ratios $R = F_{u,CSTMI}/F_{u,EXP1}$ and $R = F_{u,CSTMI}/F_{u,EXP2}$ for the couple of tests with the same characteristics, and it can be concluded that it is possible to take the average between the tests since they do not differ (p-value = 0.357, from the paired t-test at 5% significance).

The histogram of Figure 5 shows the frequency distribution for the R mean values obtained for each tested pair of columns (for example, A1 and A2). It was observed that the distribution is normal (p-value > 0.15, using the Kolmogorov-Smirnov test).

The average value of the ratios $R = F_{u,CSTMI}/F_{u,EXP}$ was 1.0, with a standard deviation of 0.07. In order to verify that the theoretical value calculated by CSTMI is equivalent to the test values, it was performed the t-test to compare if the average is equal to 1.0. The p-value found was 0.887, indicating that the average value does not differ from 1.0 so it can be stated that the column's resistance determined by CSTMI is equivalent to the test values.

Figure 5 – Histogram of R ratios

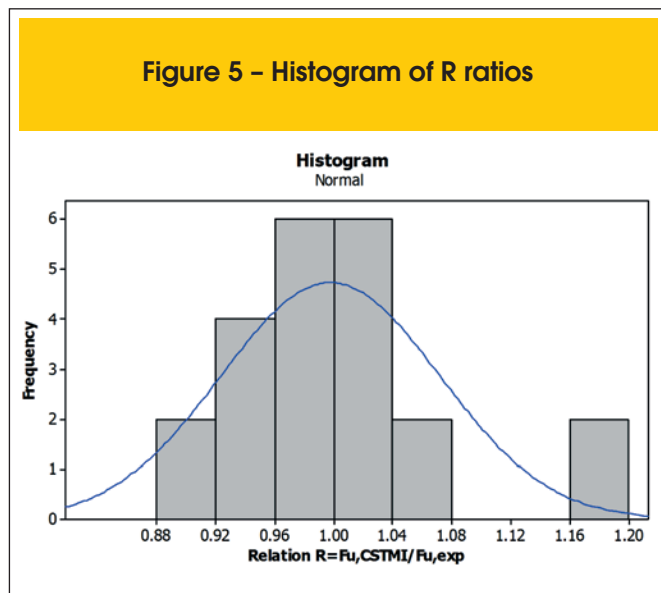
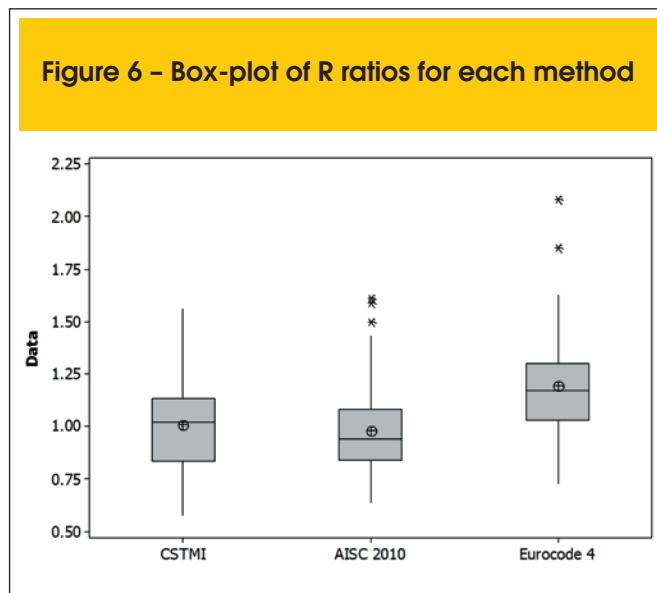


Figure 6 – Box-plot of R ratios for each method



3.2 Fully encased composite columns

Composite columns subjected to combined compression and uniaxial bending studied by Kim [9] were modeled to validate the procedure of calculation of fully concrete encased steel I-section (SC) implemented at CSTMI program. The author raised an extensive database of experimental results of several researchers [10 to 16] with samples of fully encased composite columns, concrete-filled circular, and rectangular hollow sections.

The results of fully encased composite columns were divided into two categories: *columns* with 119 tests of bars subjected to axial compression; and *beams-columns*, with 136 tests of bars subjected to combined compression and uniaxial bending.

Since it is required an initial eccentricity to start the iterative process for the calculation of the column resistance, the category *columns* samples were disregarded. It was also removed the tests of *beams-columns*, beams with low density concrete, without reinforcement bars, and specimen with the occurrence of biaxial bending, remaining a sample of 87 experiments.

The tests were performed in simply supported columns with axial compression and lateral forces producing a constant bending moment along the bar. As the tests of reinforced concrete columns, it was also considered for the concrete of the composite columns the factor $\alpha = 1.0$. All columns were divided into 10 longitudinal ele-

ments and the cross section was divided into elements of 3 and 4 sides of approximately 10 mm.

Kim has compared the experimental data with the theoretical calculation from the procedures of ANSI/AISC 360-05 [17] (identical to ANSI/AISC 360-10 [18]) and EN 1994-1-1:2004 [19]. Table 3 lists the tests evaluated, with the characteristics of the columns, the applied eccentricities and the experimental resistance. It is also presented the $R = N_{R,EXP} / N_{R,TEO}$ ratios for each of the standards and with the use of CSTMI program.

It is observed that the R ratios for all of the evaluated methods presented great variability (for CSTMI the lowest value was $R = 0.58$ and the highest, $R = 1.56$). This shows the difficulty to calibrate a numerical method to results so different. With the elimination of outliers in the same test group (tests 106 to 109 of Han, 1992), the sample was reduced from 87 to 83 columns.

Table 2 lists the mean and standard deviation for the R ratio for the methods evaluated by Kim and the CSTMI. Figure 6 presents a box-plot illustrating this information.

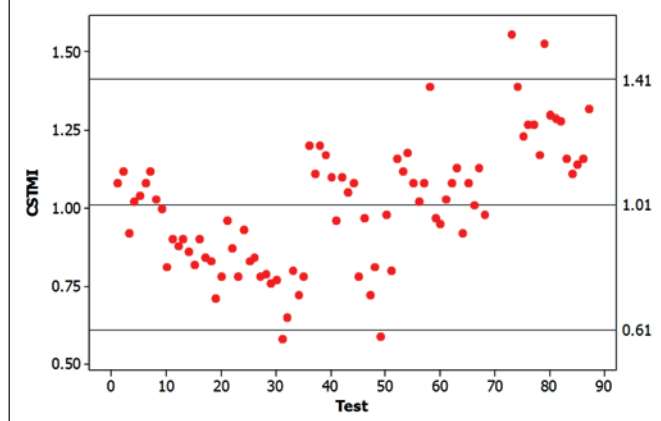
For the CSTMI, it was obtained an average value of the ratio R equals to 1.01 with a standard deviation of 0.20. Figure 7 shows a dispersion of the R values for all tests calculated by CSTMI. The 95% confidence interval was set between 0.60 and 1.41, ie., 95% of the R values are in this range.

To verify the equivalence of theoretical to the test values, it was performed a z test to compare if the mean is equal to 1.0. The

Table 2 – Mean values of the R ratio for comparisons between the composite columns tests, implemented, and standards procedures

Methods	N	Mean	Standard-deviation	Minimum	1st Quartile	Median	3rd Quartile	Maximum
CSTMI	83	1.01	0.20	0.58	0.83	1.02	1.13	1.56
AISC 2010	83	0.98	0.22	0.64	0.84	0.94	1.08	1.61
EN 1994-1-1:2004	83	1.19	0.22	0.73	1.03	1.17	1.30	2.08

Figure 7 – Dispersion of the R ratio results for CSTMI calculation



CSTMI method has obtained acceptable result (p -value = 0.746 at 5% significance). It is noted that a p -value higher than 5% indicates no difference between the mean value and 1.0 so that the result obtained with CSTMI is satisfactory with a better quality than the result obtained by the ANSI/AISC 360-10 [18] (p -value equal to 0.377).

From this analysis it can be concluded that the procedure implemented to determine the ultimate axial force of fully encased composite columns is appropriate in general, with better approximations than the ANSI/AISC 360-10 [18] and EN 1994-1-1:2004 [19].

4. Conclusions

For reinforced concrete columns, CSTMI was adequate, since the resistance results proved compatible with the samples of 44 columns tested by other researchers.

For fully encased composite columns, the program CSTMI was compared with a sample of 87 tests by other researchers. The numerical results were calibrated with the experimental results for many slenderness ratios.

It is concluded that the implemented procedure provides good results for the determination of the resistance of reinforced concrete columns and fully encased composite columns. This procedure can be considered valid as a general method for calculating columns subjected to combined compression and uniaxial bending.

5. Acknowledgements

The authors are grateful to Brazilian agencies for research CNPq, CAPES and FAPEMIG and CODEME Engenharia S.A., for supporting this work.

6. References

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

[2] CALDAS, R.B., SOUZA JR, J.B.M., Cálculo de Seções Transversais Mistas. Ouro Preto, 2004.

[3] CALDAS, R.B., Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.

[4] CALDAS, R.B., Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

[5] GEUZAINÉ, C., REMACLE, J. Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79(11), pp. 1309-1331, 2009.

[6] ARAÚJO, J.M. Pilares Esbeltos de Concreto Armado. Parte 1: Um modelo não linear para análise e dimensionamento. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, Porto Alegre, n.18, p.81-93, 2011.

[7] GOYAL, B.B., JACKSON, N. Slender concrete columns under sustained load. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v. 97, n.11, p.2729-50, 1971.

[8] KIM, J.K., YANG, J.K. Buckling behavior of slender high-strength concrete columns. *Journal of Engng. Struct.*, v. 17, n.1, p.39-51, 1995.

[9] KIM, D.K., A Database for Composite Columns. Dissertação de Mestrado, Georgia Institute of Technology, 2005.

[10] STEVENS, R.F., Encased Stanchions. *Struct. Engineering*, v.43, p.59-66, 1965.

[11] JANSS, J., ANSLIJN, R. Le Calcul des Charges Ultimes des Colonnes Métalliques Enrobées de Béton. Rapport MT 89, C.R.I.F., Brussels, 1974.

[12] ROIK, K., SCHWALBENHOFER, K. Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton hein Stützenkonstruktionen, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Forschungsvorhaben, p.51, Dusseldorf, 1989.

[13] ROIK, K., MANGERIG, I. Zur Traglast von einbetonierten Stahlprofilstützen unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Beton, *Der Stahlbau*, 1990.

[14] MIRZA, S., HYTTINEN, V., HYTTINEN, E. Physical Tests and Analyses of Composite Steel Concrete Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 122(11), 1317-1326, 1996.

[15] ROIK, K., DIEKMANN, C. Experimental Studies on Composite Columns Encased in Concrete Following Loading, *Der Stahlbau*, 58(6), 161-164, 1989.

[16] HAN, D.J., KIM, K.S. A study on the Strength and Histeretic Characteristics of Steel Reinforced Concrete Columns, *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 11(4), 183-190, 1995.

[17] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-05.

[18] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-10.

[19] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1994-1-1: Eurocode 4 – Design of Composite Structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

Recommendations for verifying lateral stability of precast beams in transitory phases

Recomendações para verificação da estabilidade lateral de vigas pré-moldadas em fases transitórias



P. A. KRAHL^a
pablokrahl@usp.br

M. C. V. LIMA^b
macris@ufu.br

M. K. EL DEBS^a
mkdebs@sc.usp.br

Abstract

This paper presents recommendations for security check of precast beams in transitory phases, compare results of parametric analyzes with national and international code recommendations and confront the formulations used for the calculation of critical load of lateral instability. In transport and lifting phases, precast beams are susceptible to loss lateral stability because the established supports provides little restriction to the element rotate on its principal axis and move laterally. To recommend limits of slenderness, parametric analysis are performed using formulations based on bifurcational instability, including eigenvalue problems with the finite element method. The results show that the safety limits for I beams and rectangular beams are different. For the analyzed cases and with reference to beam slenderness equation used by fib Model Code [13], the limit determined for rectangular beams would be 85 and for I beams 53, which could be taken as 50, as recommended by the code. Within the analyzed cases of I beams, only the fib Model Code [13] recommendation attend the slenderness limit for transitory phases.

Keywords: lateral instability of beams, precast concrete, lifting, transport, slenderness.

Resumo

Este artigo objetiva apresentar recomendações para a verificação da segurança de vigas pré-moldadas em fases transitórias, comparar resultados de análises paramétricas com recomendações de normas nacionais e internacionais e confrontar as formulações utilizadas para o cálculo da carga crítica de instabilidade lateral. Nas fases transitórias de transporte e içamento, as vigas pré-moldadas são suscetíveis à perda de estabilidade lateral, porque a vinculação estabelecida oferece pequena restrição ao elemento de girar em torno de seu eixo e deslocar-se lateralmente. Para recomendar limites de esbeltez são realizadas análises paramétricas utilizando formulações baseadas em instabilidade bifurcacional, incluindo problemas de autovalor com o método dos elementos finitos. Os resultados mostram que os limites de segurança para vigas I e retangular são diferentes. Para os casos analisados e tomando como referência a equação de esbeltez de viga utilizada pelo fib Model Code [13], o limite determinado para vigas retangulares seria de 85 e para vigas de seção I seria de 53, o que poderia ser tomado igual a 50, como recomendado pela norma. Dentre os casos analisados de vigas I, somente a recomendação do fib Model Code [13] atende o limite de esbeltez para fases transitórias.

Palavras-chave: instabilidade lateral de vigas, concreto pré-moldado, içamento, transporte, esbeltez.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil;

^b Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil..

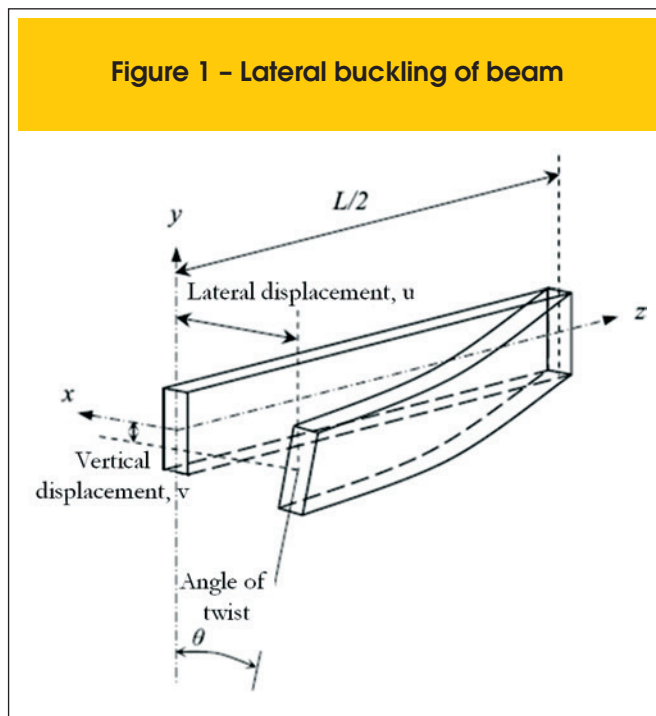
1. Introduction

The increase in concrete strength, improvements in fabrication process and increase in capacity of transport and lifting equipments enable the production of long slender precast beams. Precast concrete elements are subject to transport and lifting transitory phases. In these situations, the provisory supports do not restraint the element against twist rotation and lateral deflection, as occurs in permanent phase. In general, transitory situations are considered critical for lateral buckling of precast beams, as presented by Lima [1] and [2], El Debs [3] and Krahl [4].

Typically, beams have low lateral flexural stiffness and when undergo rotation about its longitudinal axis part of the self-weight acts laterally. Adding the prestressing effect, the stress state at specific points of the section (usually the top flange) can overcome the stress level that causes cracking in concrete.

Thus, it is important check lateral buckling in the design of precast beams. The verification can be performed by considering geometric and material nonlinearities in a complete nonlinear analysis or through safety limits, set by bifurcational analysis (buckling load). The latter is the base for slenderness limits recommended by codes of concrete structures.

In this context, studies of beam stability which consider support flexibility are emphasized. According to Trahair [5], exact or analytical solutions of buckling load cannot be obtained for beams with flexible supports. Then, it is necessary to utilize numerical methods to obtain approximate solutions as in Lebelles [6], Trahair [5] and Lima [1]. Rayleigh-Ritz method, Galerkin, Runge-Kutta, Finite Difference Method and Finite Element Method are com-



monly used methods that can perform bifurcational analysis. Stratford et al. [7] used the finite element method to perform pre-buckling and postbuckling analysis to study all beam load-displacement path. Initial geometric imperfections, inclined supports that are not included in bifurcational analysis were considered. Based on the results, Stratford et al. [7] recommend simplified formulations for calculating critical load. Furthermore, the effect of initial imperfections is considered by Southwell [8] hypothesis.

The current Brazilian codes NBR 9062: 2006 [9] and NBR 6118: 2014 [10] for precast concrete structures and concrete structures do not present recommendations for verification of lateral stability of beams in transitory phases. Slenderness limits recommendations of some international codes are presented in Table 1. Currently, only Eurocode 2 [11] specifies slenderness limit for transitory situation.

As noted, it is necessary to verify beam stability in transitory phases to prevent possible damage to the elements which can compromise its structural performance. Furthermore, accidents have occurred in these construction phases. Some cases are presented in Krahl [4].

This article provides slenderness limits for precast beams in transitory phases. These limits are compared to code recommendations of Table 1. Besides, the results of analytical and numerical models will be compared.

2. Background

From classical theory of flexural-torsional buckling of beams, such as presented in Timoshenko and Gere [15], it is known that a beam in bending about its major axis may buckle sideways if its compressed region is not laterally restricted. The phenomenon is characterized by lateral displacement and twisting rotation, as shown in Figure 1.

Table 1 - Code recommendations for lateral stability of concrete beams

Code	Slenderness limit	
	Permanent phase	Transitory phase
Eurocode 2 (11)	$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} < 50$ $h / b_f < 2,5$	$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} < 70$ $h / b_f < 3,5$
ABNT NBR 9062 (9) ²	$\ell_{of} h / b_f^2 < 500$ $\ell_{of} / b_f < 50$	$h_m / a > 2$
ACI 318-02 (12) ¹	$\ell_{of} / b_f < 50$	
fib Model Code (13) ¹	$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} < 50$	
BS:8110-1 (14) ¹	$\ell_{of} h / b_f^2 < 250$ $\ell_{of} / b_f < 60$	
ABNT NBR 6118 (10) ¹	$h / b_f < 2,5$ $\ell_{of} / b_f < 50$	

ℓ_{of} : theoretical span or spacing between lateral restraints;

h: section height;

b_f : compressed flange width. For rectangular section change b_f for b_w ;

h_m : distance between the center of gravity and the support point;

a: elastic beam lateral displacement, considering the self-weight acting laterally.

Notes¹ do not distinguish between transitory and permanent phases² As the current version do not contemplate the subject, it is being done reference to previous version.

The nonlinear behavior of beams is influenced by several factors that can be considered in a simplified manner in bifurcational analysis. They are: type of load, load application point in relation to shear center, support conditions and geometric imperfections. In transitory phases, the load is the self-weight. Therefore, the first and second factors are constant in the problem.

Parametric analyzes will be performed to establish slenderness limits for precast beams. It will be used buckling load solutions of Lebelles [6], Stratford et al. [7] and eigenvalues using finite element method.

The eigenvalue analysis will be performed using free access computer program LTBeam [16]¹. The program calculates the lateral buckling load for beams with several support and load conditions. The background shall be presented based on Trahair [5].

Lebelles [6] presents buckling load solution for beams with torsion flexible supports. Thus, the beam is partially restricted to rotate by twisting at the supports. The restriction corresponds to the spring stiffness k_{ϕ} , equation (1).

$$P_{crit} = k \frac{16}{\ell^3} \sqrt{\alpha_{crit}} \sqrt{EI_y GI_t} \tag{1}$$

in which,

k : constant which depends on the flange stiffness in the case of I section (β coefficient) and of the distance of the support position relative to beam shear center, equation (2);

$$k = \sqrt{1 + 2,47\beta + 0,52\delta^2} - 0,72\delta \tag{2}$$

where,

β : coefficient that accounts for lateral flange stiffness, equation (3);

$$\beta = \frac{EI_{y,flanges}}{GI_t} \frac{2z}{\ell^2} \tag{3}$$

$I_{y,flanges}$: weighted average of flange inertias;

z : distance between flange centroids, $z = 0$ for rectangular section;

δ : coefficient that accounts for support and load positions, equation (4);

$$\delta = \frac{2y_{rot}}{\ell} \sqrt{\frac{EI_y}{GI_t}} \tag{4}$$

y_{rot} : distance between the loading and support positions;

ℓ : total beam span;

E : concrete modulus of elasticity;

I_y : minor-axis moment of inertia;

G : concrete shear modulus;

I_t : torsion constant;

α_{crit} : coefficient which estimates the support deformability effect.

Equation (1) can be used for lifting and transportation. The differences are the distance between the longitudinal axis of rotation position relative to the center of gravity (y_{rot}) and α_{crit} coefficient particular to each phase.

For lifting, α_{crit} depends on the attachment point of cables, y_{rot} and lateral flexural and torsional stiffness. The constant α_{crit} can be obtained with Table 2. According to Lebelles [6], this variable is related to the function $g(\alpha)$ expressed by Equation (5). Thus, $g(\alpha)$ is calculated and α_{crit} is obtained for a given ratio $q=a/\ell$. The overhang

Table 2 – Values for the coefficient α_{crit} based on results of function $g(\alpha)$

$g(\alpha)$	$q=a/\ell$					
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,02	2,55	2,4	0,133	0,018	0,0043	0,0014
0,04	10,1	9,23	0,523	0,0716	0,0171	0,0056
0,08	40	31,8	1,95	0,278	0,0672	0,0222
0,16	150,1	83,5	6,28	1	0,253	0,0854
0,32	485,3	148,4	14,8	2,93	0,83	0,297
0,6	1079,5	193,1	23,8	5,76	1,89	0,751
1,2	1833	222,4	31,7	8,9	3,34	1,48
2,5	2396,5	238,4	36,7	11,2	4,57	2,19
5	2678,2	245,9	39,3	12,5	5,29	2,63
10	2817,1	249,7	40,7	13,2	5,68	2,88
20	2885,3	251,6	41,4	13,5	5,89	3,02
40	2919,7	252,5	41,7	13,7	6	3,09
100	2944,4	253,5	42	13,9	6,07	3,16

¹ [available in <https://www.cticm.com/content/ltbeam-version-1011>. Accessed on March 28, 2015.]

length is a and the total beam span ℓ .

$$g(\alpha) = \frac{4y_{rot}}{\ell} \sqrt{\frac{EI_y}{GI_t}} \tag{5}$$

In which y_{rot} is the distance between the loading point and the longitudinal axis of rotation. In transport, α_{crit} depends on the stiffness of the vehicle suspension and the beam torsional stiffness. Lebellet [6] presents a function that estimates α_{crit} and hence the critical load for a given value k_g , equation (6).

$$\frac{k_g \ell}{2GI_t} = f(\alpha) = \frac{\frac{8}{15}\alpha - \frac{356}{10395}\alpha^2}{1 - \frac{11}{30}\alpha + \frac{6617}{415800}\alpha^2} \tag{6}$$

For transport, Stratford et al. [7] recommend for buckling load solution the equation (7).

$$P_{crit} = 16,9 \frac{\sqrt{EI_y GI_t}}{\ell^3} \tag{7}$$

To consider geometric imperfections, Stratford et al. [7] recommend to utilize the Southwell [8] hypothesis, equation (8).

$$\delta_t = \frac{\delta_0}{1 - \left(\frac{P_{lim}}{P_{crit}}\right)^2} \tag{8}$$

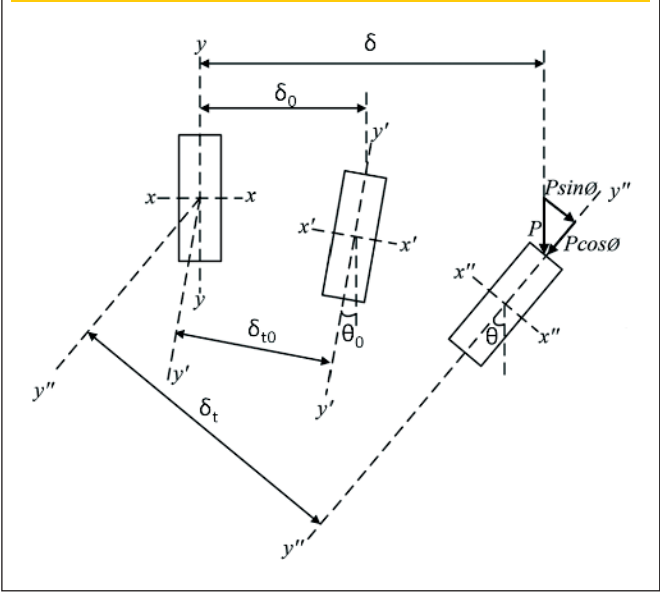
In which δ_0 is the initial lateral displacement. Considering torsional stiffness, the relationship between the limit angle θ_{lim} and the corresponding displacement δ_t , according to Stratford et al. [7], the equation (9) may be adopted.

$$\frac{\theta_{lim}}{\delta_t} = \frac{1,68}{0,36\ell \sqrt{\frac{GI_t}{EI_y} + y_{rot}}} \tag{9}$$

Thus, with equations (8) and (9) it has three unknowns θ_{lim} , δ_t and P_{lim} . To solution is usually adopted a value for θ_{lim} . Whereas the curves on highways have averaged 8% of superelevation or 4,57 degrees, θ_{lim} of 6 degrees or 0,105 rad is conservatively adopted. For two points lifting case by vertical cables, Stratford et al. [7] recommend the equation (10) which estimate the buckling load of a perfect.

$$P_{crit} = \frac{12EI_y y_{rot}}{\frac{\ell^4}{10} - a\ell^3 + 3a^2\ell^2 - 2a^3\ell - a^4} \tag{10}$$

Figure 2 - Lateral displacement and twist rotation of the section



where,
 EI_y : elastic lateral flexural stiffness;
 y_{rot} : distance between loading point and the longitudinal axis of rotation;
 a : overhang length;
 ℓ : total beam span.
 The Southwell [8] hypothesis is utilized to consider geometric imperfections, equation (11).

$$\delta_t = \frac{\delta_0 \left[1 - \text{sen}\left(\frac{\pi a}{\ell}\right) \right]}{1 - \frac{P_{lim}}{P_{crit}}} \tag{11}$$

In which P_{lim} is the limit load that account for initial geometric imperfection. Considering the relation between initial lateral displacement δ_0 , final displacement δ_t and the limit twist rotation θ_{lim} , it is known that a load component $P_{lim} \text{sen}\theta_{lim}$ will act laterally (Figure 2) causing the displacement $(\delta_t - \delta_0)$ expressed by equation (12).

Table 3 - Geometric properties of analyzed precast elements

Rectangular beam			I-section beam		
Width (cm)	Height (cm)	Span (m)	Flange width (cm)	Height (cm)	Span (m)
15 a 50	150	30	40 a 80	150	30
20	150	20 a 30	80	150	30 - 40

$$\delta_t - \delta_o = \frac{g_{sw} \text{sen } \theta_{lim}}{384EI_y} (5\ell^2 - 20a\ell - 4a^2) \left(\frac{6}{5}a^5 - \ell \right)^2 \quad (12)$$

where,

g_{sw} : self-weight;

θ_{lim} : limit twist angle.

Substituting the equation (12) in equation (11), it remains the unknowns p_{lim} and θ_{lim} in the resulted expression. To obtain p_{lim} is utilized the recommendation by Mast [17] to limit twist angle. Mast [17] performed experiments with a real scale beam PCI BT-72 and established a limit angle of 23 degrees for lifting.

The computational program LTBeam [16] is utilized in parametric analysis. The buckling load is obtained by calculating the smaller eigenvalue for a beam discretized in 100 finite elements. Trahair [5] presents a procedure to implement the eigen-problem with finite element method (FEM).

To obtain the eigenvalues λ_{cr} and eigenvectors $\{\delta\}$ using FEM is necessary to obtain first the stability matrix [G] for each element, besides the stiffness matrix [K]. The stability matrix is obtained from energy portion correspondent to the work variation of external loads. The eigen-problem can be represented by equation (13).

$$([K] - \lambda_{cr} [G])\{\delta\} = 0 \quad (13)$$

The load path of the model is set on stability matrix [G]. To solve equation (13) the matrix [G] must be inverted by utilizing a numerical method to obtain λ_{cr} . Other possibility is invert the stiffness matrix and get $1/\lambda_{cr}$. To obtain critical values just multiply λ_{cr} by the load path adopted.

The program enables to insert discrete flexible supports. Springs can be insert to partially restraint lateral displacement, rotation by lateral flexure, twist rotation and warping. For transitory phases, the torsional stiffness of the supports is the major parameter.

3. Results and discussion

The results of parametric analysis are presented for beams in transitory phases by utilizing the formulation of bifurcational analysis. The study of rectangular and I-section beams are performed separately. The smaller slenderness ratio obtained from buckling analysis will be adopted as safety limit.

The graphs present results of lifting phase along with transport phase. Geometric relations to obtain slenderness ratios were determined in accordance with Eurocode 2 [11]. The code limits for transitory phases are expressed in equation (14).

$$\frac{h}{b_f} \leq 3,5 \text{ and } \frac{\ell_{of} h^{1/3}}{b_f^{4/3}} \leq 70 \quad (14)$$

To obtain slenderness limits the safety criterion $p_{crit} / pp > 4$ is considered which is adopted due to the difficulty in predicting how the transitory phases will be performed. Krahl [4] presented a smaller limit by utilizing the formulation of Mast [17]. However, the oldest value will be utilized to obtain slenderness limits.

Increase in compressive strength of concrete has a positive effect on lateral buckling of precast beams. Thus, in a conservative way it is considered a compressive strength of 30MPa in all analysis which is slightly smaller than the strength required for permanent phase.

Geometric imperfections and deviations in positioning the beam supports as lifting cables or truck suspension system can significantly reduce the safety against buckling. The influence of these factors is evaluated in Krahl [4].

The slenderness ratios presented in equation (14) are not affected by geometric imperfection variation and concrete modulus of elasticity as well. To consider them is necessary an expression that utilize buckling load. However, the codes of concrete structures recommend limits as equation (14). Thus, in a conservative way, the geometric slenderness limits are obtained for the imperfection recommended by Eurocode 2 [11] that is $\ell/300$ as initial lateral displacement. In all analysis an overhang of 2,5m is considered.

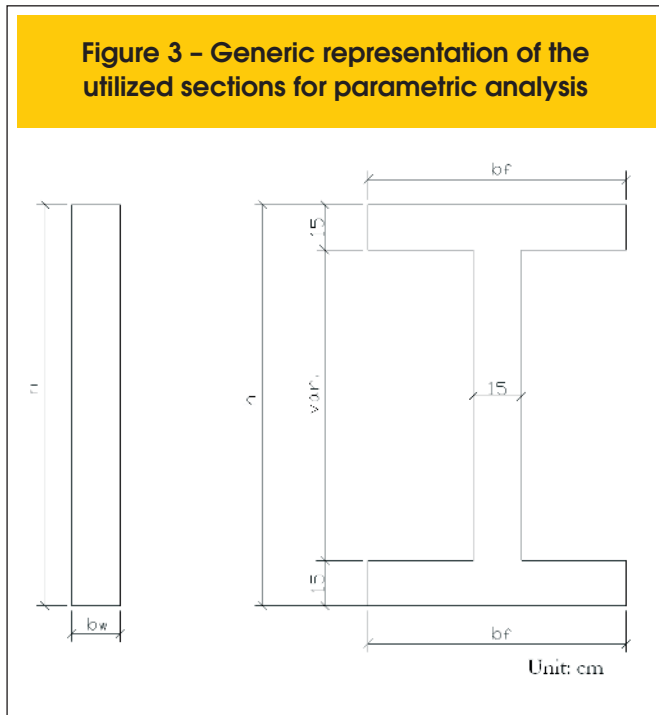
Some of the formulations enable the use of flexible supports. According to Mast [17], it is recommended as torsion spring stiffness for beam in transport a value between 360 to 680kN.m/rad per dual-tire axel. In this article, it is adopted four dual-tire axel plus one simple-tire axel for the tractor resulting in 1530 kN.m/rad (360 kN.m/rad per dual-tire). The same is adopted for the trailer. The considered torsion spring for lifting is 1200 kN.m/rad.

Table 3 shows the geometric relations utilized in parametric analysis. The flange and web thickness of I-section beams are fixed in 15 cm. Figure 3 shows the generic representation of the section.

3.1 Width variation of rectangular beam

Table 4 presents the buckling load results for rectangular beam

Figure 3 – Generic representation of the utilized sections for parametric analysis



with widths of 15, 20, 30, 40 e 50 cm. The section height is 150 cm and beam span 30 m, with $l / h = 20$.

In Figure 4, the dash-dotted line represents the self-weight and the dashed line represents four times this value. The latter being the safety criterion. The graphs for transport and lifting are presented separately in Figure 4 in which the buckling load is related to geometric slenderness from equation (14).

According to Figure 4, as the beam width increase the buckling load increase, tending to exceed the safety limit. In lifting phase with slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} \leq 85$ and $h / b_w \leq 3$ the safety is verified. The first limit is bigger than Eurocode 2 [11] and *fib* Model Code [13] recommendations. The second is smaller than Eurocode 2 [11] limit, so the code limit is unsafe.

To $\ell_{of} h / b_w^2$ slenderness, it is obtained the limit of 180 that corresponds to a safe buckling load that is smaller than BS:8110-1 [14] and ABNT NBR 9062:2006 [9] recommendations, as shown in

Table 1. Thus, the Britain and Brazilian codes recommend unsafe limits for rectangular beams in transitory phases.

The slenderness ℓ_{of} / b_w results 60 which coincides with the BS:8110-1 [14] recommendation. ACI 318-02 [12] and ABNT NBR9062:2006 [9] recommendations are conservative therefore safe.

In transport, the formulation of Lebelle [6] does not achieve the determined limit in lifting, as shown in Figure 4. However, the other formulations checked the safety in transport for the same limit in lifting.

In the graphs of Figure 4, it is verified that the formulation of Stratford et al. [7] tends to present high buckling load as the slenderness is decreased. In the lifting case, this formulation presents high sensibility to geometric imperfections, wherein for slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 86,53$ the reduction in buckling load is 48%.

In lifting, the formulation of Stratford et al. [7] that considers geometric imperfections had results that agree with those obtained by finite element method (LTBeam). For the smaller slenderness considered the difference is 1,12% and 6,75% in the first two cases. However, as the slenderness ratio increases the difference is increased to 64%.

In the case of transport phase, the formulation of Lebelle [6] had results that agree with those obtained by the computational program LTBeam [16] for high slenderness, but as the slenderness decreases the difference increases. For the range of slenderness ratio studied the extreme differences are 7,7% and 28,4%. For lifting, the formulation of Lebelle [6] presents large variation in buckling load as the slenderness decreases.

3.2 Span variation of rectangular beam

For evaluating the influence of span variation in buckling load the present spans are adopted 20, 25 and 30 m. Table 5 and Figure 5 present the results. The rectangular section is 20 cm wide and 150 cm high, thus the relation h / b_w has a constant value of 7,5. According to the limit obtained in item 3.1, this value do not verify the safety limit $h / b_w \leq 3$. The l / h relations are 13, 17 and 20.

According to Figure 5, in the case of beams with slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} \leq 200$ all formulations present buckling load results that verify the safety for lifting and transport. In this point, it is clear the limitation of the geometric slenderness limits recommended by codes.

On the recommendation of item 3.1 ($\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} \leq 85$ e $h / b_w \leq 3$),

Table 4 – Buckling load of rectangular beams for width variation

h / b_w	$\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3}$	Buckling load (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
10,00	430,89	4,07	10,62	3,82	10,24	3,73	9,87	10,45	11,51
7,50	293,62	9,55	18,43	9,14	24,28	8,61	23,40	17,61	19,64
5,00	171,00	31,5	35,37	31,13	81,96	25,78	79,00	34,14	38,38
3,75	116,52	72,75	53,63	74,13	194,30	49,70	187,20	53,32	60,09
3,00	86,53	138,30	60,48	145,17	379,45	74,06	365,63	74,9	84,50

Notes ¹ Formulation which considers geometric imperfection ² The letters I and T represent lifting and transport, respectively.

Figure 4 - Buckling load of rectangular beams for width variation

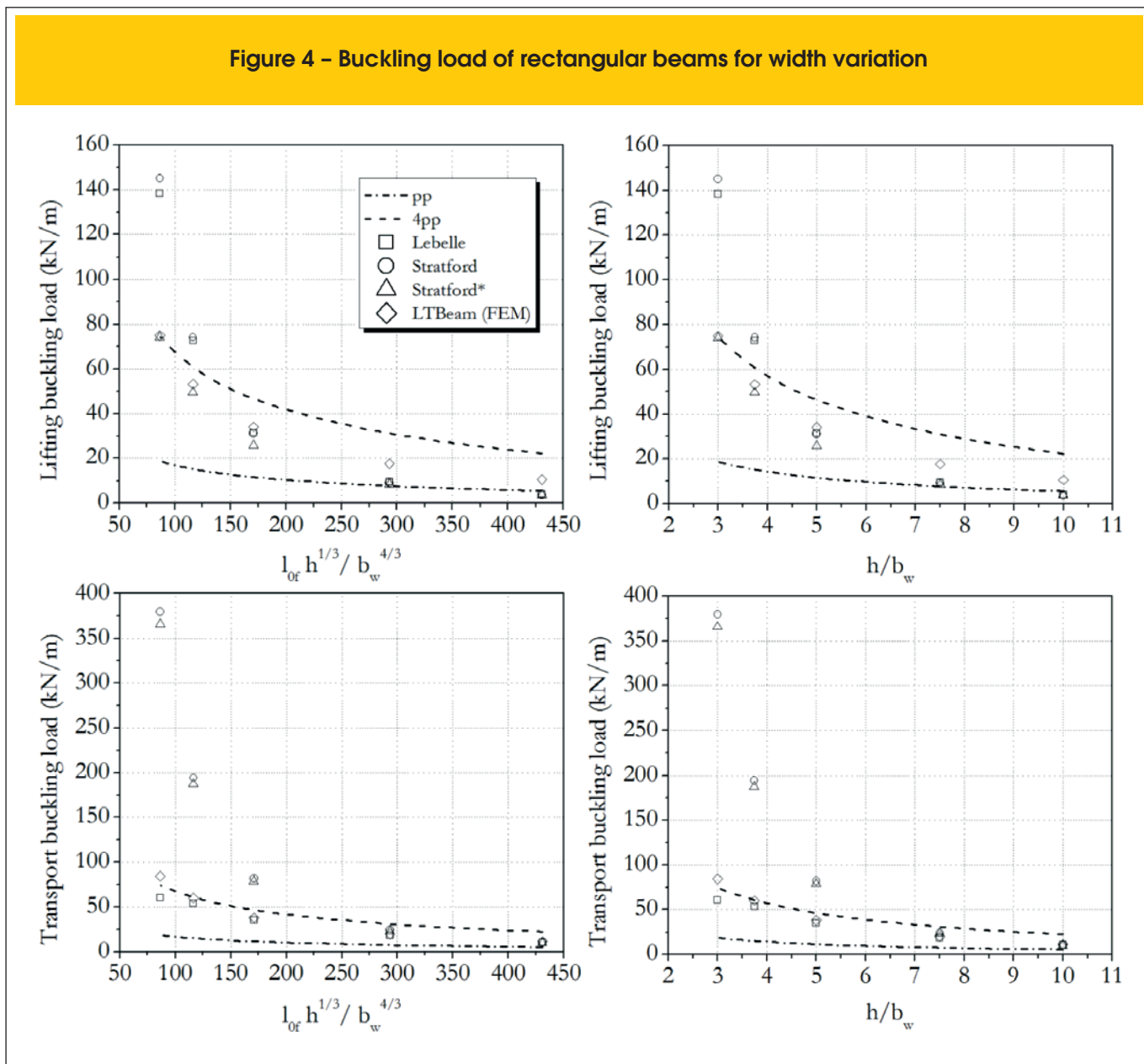
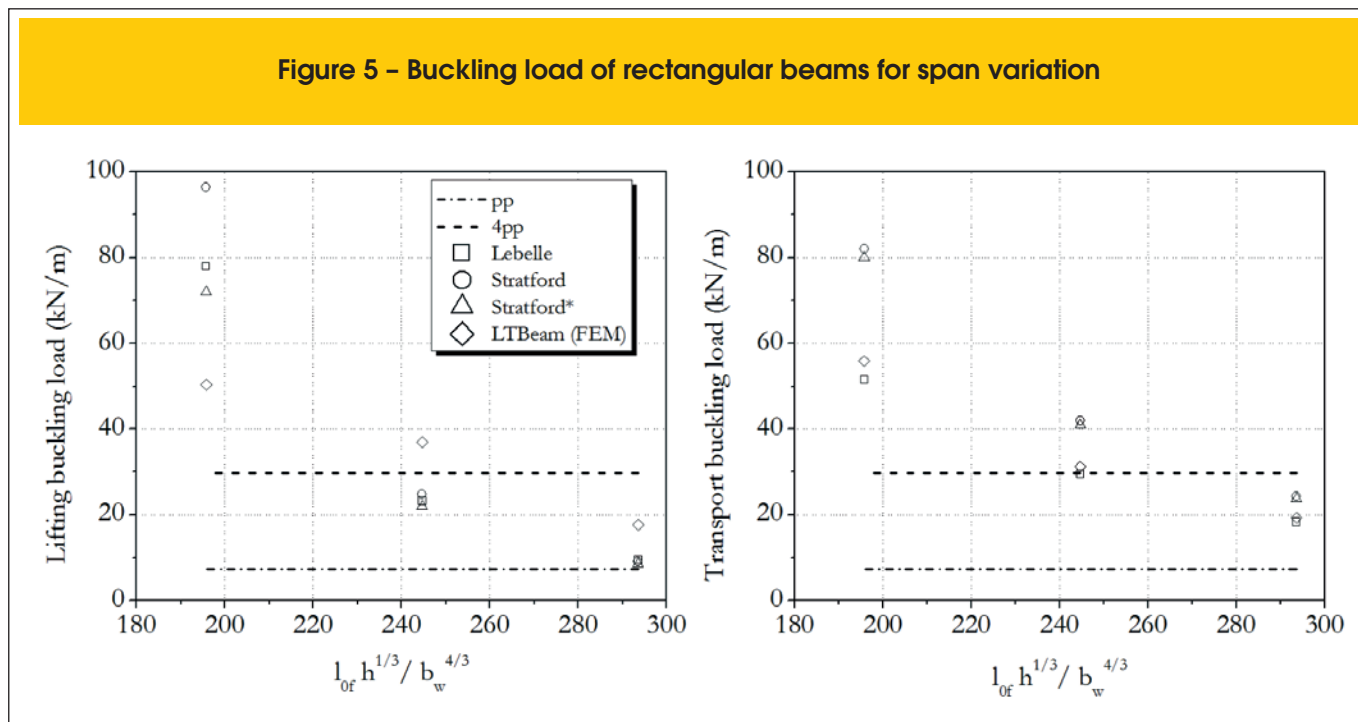


Table 5 - Buckling load of rectangular beams for span variation

Vão (m)	$l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3}$	Buckling load (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
20	293,62	9,55	18,43	9,14	24,28	8,61	23,79	17,61	19,34
25	244,68	23,20	29,49	24,83	41,96	22,03	41,03	37,00	31,20
30	195,74	77,80	51,50	96,30	81,96	71,94	79,93	50,40	55,78

Notes ¹ Formulation which considers geometric imperfection ² The letters I and T represent lifting and transport, respectively.

Figure 5 – Buckling load of rectangular beams for span variation



the beam with relation $h / b_w = 7,5$ and span of 20 m do not verify safety against buckling $l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 293,62$. However, the result obtained in this item shows that the criterion $p_{crit} / pp > 4$ is verified, as presented in Figure 5.

For lifting, the formulations of Lebelle [6] and Stratford et al. [7] present closed results with the biggest difference of 7,5%. Comparing the results of the formulation of Stratford et al. [7] with those of the program LTBeam [16], the biggest difference is 51,1%.

In transport, this occurs for the results of Lebelle [6] and LTBeam [16], with the maximum difference of 7,7% and minimum of 4,7%. The formulation of Stratford et al. [7] shows small sensibility to geometric imperfections in transport, because the biggest difference between buckling loads considering and not geometric imperfection is 2,5%.

In Table 6, the results of this item are compared to those of item 3.1. For this item the beam with 20 m span is considered. From this comparison, it can be recommended the slenderness ratio obtained in item 3.1.

The slenderness $l_{of} h / b_w^2$ limit obtained for beams with rectan-

gular sections is 180 whereas in ABNT NBR 9062:2006 [9] is 500, thus the code recommendation is unsafe.

To exemplify the obtained limit, consider for example a beam 40 cm wide, 150 cm high and a span of 20 m. Its slenderness is $l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 7,7$. The fib Model Code [13] recommends a value of 50 as slenderness limit, thus the beam in question do not verify this criterion. However, this precast element verifies the safety criterion obtained in the item 3.1 which is 85. It should be pointed out that the limits obtained in this article are based on the safety criterion $p_{crit} / pp > 4$.

3.3 Flange width variation of I-section beam

Table 7 and Figure 6 present the buckling load results for simultaneous variation of top and bottom flanges width of I-section beam in transitory phases. The admitted widths are 40, 60 and 80 cm and the height, thickness of web and flanges and the beam span are fixed in 150 cm, 15 cm and 30 m, respectively, with the relation $l/h = 20$. According to Figure 6, the results show that for slenderness ratios $l_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} \leq 70$ and $h / b_f \leq 2,5$ all formulation present buckling loads that verify the safety criterion for transport and lifting. Comparison with codes will be done in item 3.4.

The formulation of Stratford et al. [7] presents similar behavior as described in item 3.1. In lifting, the author's formulation agree well with the results of LTBeam [16], being the maximum difference of 31,5%. In transport, the results of the formulation of Lebelle [6] are similar to those of LTBeam [16], being the maximum difference of 10,1%.

3.4 Span variation of I-section beam

The importance of span variation in the stability of I-section beams is verified in this item. Table 8 and Figure 7 present the results.

Table 6 – Comparison of slenderness limit results for rectangular beams

Slenderness ratio	Item 3.1	Item 3.2
$l_{of} h_{1/3} / b_w^{4/3}$	85	195
$l_{of} h / b_w^2$	180	750
l_{of} / b_w	60	100
h / b_w	3	7,5

Table 7 - Buckling load of I-section beams for flange width variation

h / b_f	$l_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$	Buckling load (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
3,75	116,52	15,56	23,97	17,89	27,18	16,3	26,25	23,80	25,96
2,50	67,86	51,2	41,4	53,3	50,61	41,5	48,04	41,24	45,65
1,88	46,24	105,97	62,29	122,5	82,19	78,6	76,4	63,24	69,29

Notes ¹ Formulation which considers geometric imperfection ² The letters I and T represent lifting and transport, respectively.

Figure 6 - Buckling load of I-section beams for flange width variation

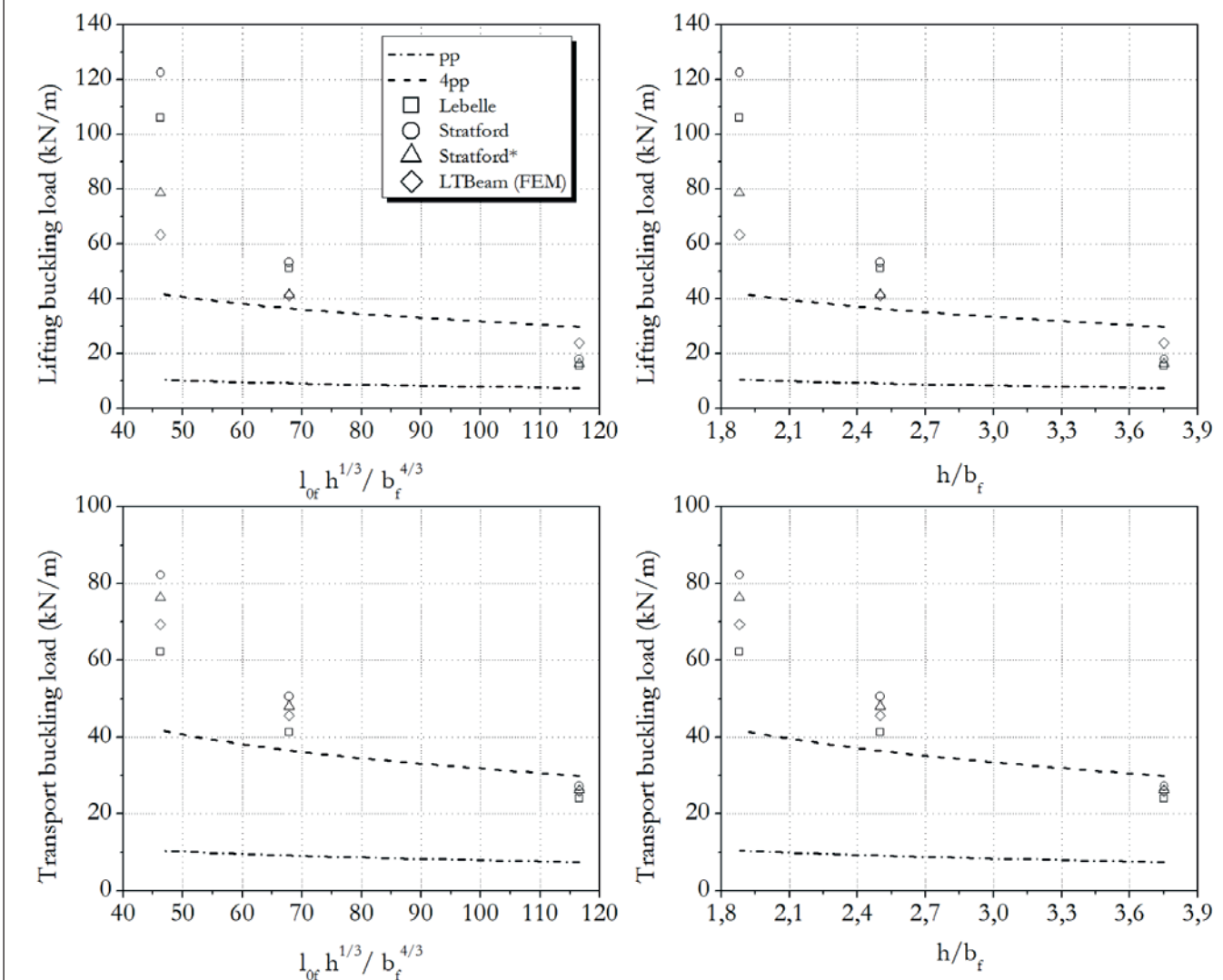


Table 8 - Buckling load of I-section beam for span variation

Vão (m)	$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$	Buckling load (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
30	46,24	105,97	62,3	121,84	82,2	78,14	76,36	63,24	69,29
35	53,95	45,40	42,10	55,40	51,75	42,20	48,25	42,25	46,12
40	61,66	23,73	29,86	28,93	34,67	24,27	32,4	29,7	32,31

Notes ¹ Formulation which considers geometric imperfection ² The letters I and T represent lifting and transport, respectively.

The admitted spans are 30, 35 and 40 m, being the relation ℓ / h of 20, 23 and 26, respectively. The flange width, flange and web thickness and section height are fixed in 80 cm, 15 cm e 150 cm, respectively. Thus, the relation h / b_f is constant with value of 1,88. In Figure 7, safety is checked for slenderness of $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} \leq 53$ in lifting and transport. This result is close to the limit recommended by *fib* Model Code [13]. The slenderness $h / b_f \leq 1,8$ can only be recommended if simultaneously verify the slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$.

Imposing these safe limits, some cases of beams that verify stability in transitory phases by buckling load shall not be accepted. For example, the beam with slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} = 67,8$ presented in item 3.3 which verifies the criterion $p_{crit} / pp > 4$.

The results patterns are equal to those presented in the preceding items. In lifting, the formulation of Stratford et al. [7] presented results whose maximum difference is 18,3% to formulation of LT-Beam [16]. In transport, the maximum difference between the formulations of Lebelle [6] and LTBeam [16] is 7,6%.

In Table 9, the slenderness limits obtained in item 3.3 and item 3.4 are compared with code recommendations.

In accordance with Table 9, the only code that presents safe slenderness limit, when compared with the results obtained, is the *fib* Model Code [13]. Therefore, for I-section beams the recommended limits are those obtained in item 3.4. The slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$ can be assumed as the value of *fib* Model Code [13].

As did in item 3.2 for exemplification, it is considered now an I-section beam with flange widths, web and flange thickness, height and span of 50 cm, 15 cm, 150 cm and 20 m, respectively. Its slenderness is $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} = 57,7$. This slenderness does not verify the verification of *fib* Model Code [13] nor the limit obtained in this article.

4. Conclusions

Based on results of parametric analysis, it can be concluded:

- a) From parametric analysis, for lifting phase one states that the

Figure 7 - Buckling load of I-section beam for span variation

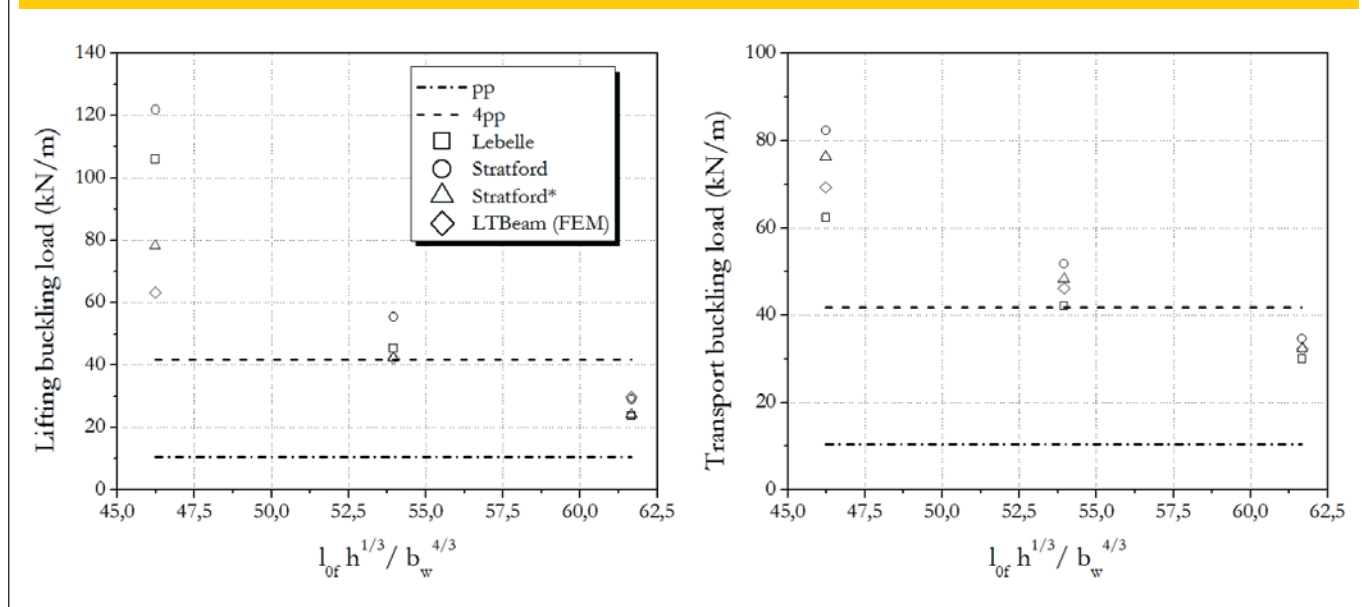


Table 9 – Comparison of slenderness limit results for I-section beams

Esbeltez	fib Model Code (13)	NBR9062 (9)	ACI 318-02 (12)	BS:8110-1 (14)	Eurocode 2 (11)	Item 3.3	Item 3.4
$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$	50	-	-	-	70	70	53
$\ell_{of} h / b_f^2$	-	500	-	250	-	125	82
ℓ_{of} / b_f	-	50	50	60	-	50	43
h / b_f	-	-	-	-	3,5	2,5	1,88

formulation of Stratford et al. [7] presented results that agree with those obtained by the computational program LTBeam [16] which was taken as reference. For the slenderness range considered for rectangular and I-section beams, the minimum difference between buckling load curves was 1,1% and maximum 64%.

- The buckling load results for transport from formulation of Lebellet [6] have approached the results of LTBeam [16]. Between the considered slenderness for rectangular and I-section beams, the minimum difference obtained in the buckling load curves was 4,7% and maximum of 28,4%.
- The slenderness limit determined for rectangular beams is different from the limit encountered for I-section beams. It is important to note that none code does this distinction. Thereby, the rectangular beams usually result excessively robust, wherein the buckling load calculation shows that the elements could be more slender.
- Taking *fib* Model Code [13] as reference, the limit of the slenderness $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$ for rectangular beams would be 85, for the analyzed cases.
- For I-section beams, the limit determined for $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$ is 53 that could be taken equal 50, as recommended by *fib* Model Code [13].
- In the studied cases for I-section beams, only the recommendation of *fib* Model Code [13] meets the slenderness limits for the analyzed cases.

Note the conclusions were obtained for a study that involved the following situations: f_{ck} of 30 MPa, geometric imperfection of $l/300$ (when considered), overhangs of 2,5 m, vertical lifting cables, safety criterion $p_{crit} / pp > 4$. The torsional spring stiffness adopted in lifting is 1200 kN.m/rad and transport 1530 kN.m/rad.

The geometric relations utilized were presented in Table 3. Remembering that the flange and web thickness are fixed in 15 cm. When the code recommendations are not met, it can be appealed to a more rigorous analysis, for example, buckling load calculation. This type of analysis considers the effect of geometric nonlinearities that is characteristic in slender beams. The safety is then verified by comparing the buckling load to the beam self-weight. The relation between the two quantities must meet always to a safety criterion, usually it is adopted a value of 4.

5. Acknowledgments

The authors would like to thank to the Department of Structural Engineering of University of São Paulo and to the Brazilian research funding agency CAPES for the master's degree scholarship.

6. References

- LIMA, M. C. V. Instabilidade lateral das vigas pré-moldadas em serviço e durante a fase transitória, São Carlos, 1995, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 146p.
- LIMA, M. C. V. Contribuição ao estudo da instabilidade lateral de vigas pré-moldadas, São Carlos, 2002, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 179 p.
- EL DEBS, M. K. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Carlos, EESC-USP - Projeto Reenge, 2000.
- KRAHL, P. A. Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas em situações transitórias, São Carlos, 2014, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 209 p.
- TRAHAIR, N. S. Flexural-Torsional Buckling of Structures. London: E. & F. N. Spon, 1993, 360 p.
- LEBELLE, P. Stabilité élastique des poutres en béton pré-contraint a l'égard de déversement latéral. Ann. Batiment et des Travaux Publics, v. 141, p. 780–830, 1959.
- STRATFORD, T. J.; BURGOYNE, C. J.; TAYLOR, H. P. J. Stability design of long precast concrete beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Bridges, v.134, p.159-168, 1999.
- SOUTHWELL, R. V. On the analysis of experimental observations in problems of elastic stability. Proceedings of the Royal Society, v. 135, p. 601–616, 1932.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. - NBR 9062, Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - EUROCODE 2, Brussels, 2004.
- ACI COMMITTEE 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002, 443 pp.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, *fib* Model Code 2010 - final draft, Vol. 2, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, BS 8110. Code of practice for structural use of concrete. London; 1997.
- TIMOSHENKO, S.; GERE, J. Theory of Elastic Stability. McGraw Hill, New York, 1988, 541p.

- [16] LTBeam 1.0.10 [Computer software]. Saint-Aubin, France, Centre Technique Industriel Construction Metallique (CTICM).
- [17] MAST, R. F. Lateral stability of long prestressed concrete beams, part 1. PCI Journal, v. 34, p. 34 53, 1989.

Recommendations for verifying lateral stability of precast beams in transitory phases

Recomendações para verificação da estabilidade lateral de vigas pré-moldadas em fases transitórias



P. A. KRAHL^a
pablokrahl@usp.br

M. C. V. LIMA^b
macris@ufu.br

M. K. EL DEBS^a
mkdebs@sc.usp.br

Abstract

This paper presents recommendations for security check of precast beams in transitory phases, compare results of parametric analyzes with national and international code recommendations and confront the formulations used for the calculation of critical load of lateral instability. In transport and lifting phases, precast beams are susceptible to loss lateral stability because the established supports provides little restriction to the element rotate on its principal axis and move laterally. To recommend limits of slenderness, parametric analysis are performed using formulations based on bifurcational instability, including eigenvalue problems with the finite element method. The results show that the safety limits for I beams and rectangular beams are different. For the analyzed cases and with reference to beam slenderness equation used by fib Model Code [13], the limit determined for rectangular beams would be 85 and for I beams 53, which could be taken as 50, as recommended by the code. Within the analyzed cases of I beams, only the fib Model Code [13] recommendation attend the slenderness limit for transitory phases.

Keywords: lateral instability of beams, precast concrete, lifting, transport, slenderness.

Resumo

Este artigo objetiva apresentar recomendações para a verificação da segurança de vigas pré-moldadas em fases transitórias, comparar resultados de análises paramétricas com recomendações de normas nacionais e internacionais e confrontar as formulações utilizadas para o cálculo da carga crítica de instabilidade lateral. Nas fases transitórias de transporte e içamento, as vigas pré-moldadas são suscetíveis à perda de estabilidade lateral, porque a vinculação estabelecida oferece pequena restrição ao elemento de girar em torno de seu eixo e deslocar-se lateralmente. Para recomendar limites de esbeltez são realizadas análises paramétricas utilizando formulações baseadas em instabilidade bifurcacional, incluindo problemas de autovalor com o método dos elementos finitos. Os resultados mostram que os limites de segurança para vigas I e retangular são diferentes. Para os casos analisados e tomando como referência a equação de esbeltez de viga utilizada pelo fib Model Code [13], o limite determinado para vigas retangulares seria de 85 e para vigas de seção I seria de 53, o que poderia ser tomado igual a 50, como recomendado pela norma. Dentre os casos analisados de vigas I, somente a recomendação do fib Model Code [13] atende o limite de esbeltez para fases transitórias.

Palavras-chave: instabilidade lateral de vigas, concreto pré-moldado, içamento, transporte, esbeltez.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil;
^b Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil..

1. Introdução

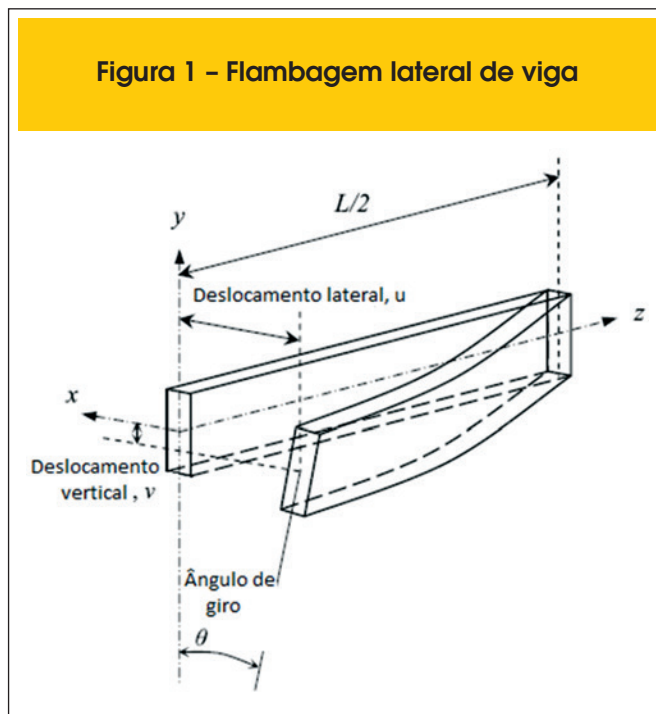
O aumento da resistência do concreto, as melhorias nos processos de fabricação e o aumento da capacidade dos equipamentos de transporte e içamento, possibilitam a produção de vigas pré-moldadas com seções delgadas e grandes vãos.

Os elementos de concreto pré-moldado são sujeitos às fases transitórias de transporte e içamento. Nestas situações, as vinculações provisórias não restringem a rotação por torção do elemento como ocorre nas fases definitivas, permitindo assim que se desloque lateralmente. Em geral, as fases transitórias de vigas pré-moldadas são consideradas mais críticas do ponto de vista de instabilidade lateral, conforme já apresentados em Lima [1] e [2], El Debs [3] e Krahl [4]. Normalmente na direção lateral as vigas tem baixa rigidez à flexão e quando sofre rotação em torno do seu eixo longitudinal, parte do peso próprio passa a atuar lateralmente. Somando-se o efeito da protensão, o estado de tensões em pontos específicos da seção (geralmente a mesa superior) pode superar o nível de tensão que provoca fissuração no concreto.

Assim, no projeto de vigas pré-moldadas é necessária a verificação da estabilidade lateral do elemento em fases transitórias. A verificação pode ser realizada, nestes casos, por uma análise não linear-geométrica e física (estudo de carga limite) ou por limites de segurança, estabelecidos pela verificação de instabilidade bifurcacional (carga crítica de instabilidade). Este último caso é utilizado pelas normas de segurança de estruturas de concreto para obtenção de limites de esbeltez.

Neste contexto, enquadram-se os estudos de estabilidade de vigas que consideram a flexibilidade das ligações. Segundo Trahair [5],

Figura 1 - Flambagem lateral de viga



não é possível obter soluções exatas ou analíticas de carga crítica de instabilidade lateral de vigas com vinculações parciais. Então, é necessário recorrer à utilização de métodos numéricos para obtenção de soluções aproximadas, como é o caso de Lebellet [6], Trahair [5] e Lima [1]. Destacam-se, dentre os métodos comumente utilizados para análise bifurcacional, o método de Rayleigh-Ritz, Galerkin, Runge-Kutta, Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos Finitos.

Stratford et al [7] utilizaram o método dos elementos finitos para realização de análises não-lineares geométricas. Foram consideradas imperfeições geométricas iniciais, apoios inclinados que não são incluídos nas análises de bifurcação de equilíbrio. Com base nos resultados, Stratford e Burgoyne [7] recomendam formulações simplificadas para o cálculo da carga crítica com a utilização da hipótese de Southwell [8] para considerar o efeito das imperfeições iniciais.

As atuais normas brasileiras ABNT NBR 9062:2006 [9] e ABNT NBR 6118:2014 [10], para projeto de estruturas de concreto pré-moldado e concreto moldado no local, não apresentam recomendações para verificação da estabilidade lateral de vigas em fases transitórias. Na Tabela 1 são apresentados de forma sintetizada os limites de esbeltez recomendados por algumas normas internacionais, destacando, quando contemplado, casos específicos de limites para fases transitórias.

Como dito, a verificação da estabilidade lateral de vigas em situações transitórias é necessária para evitar possíveis danos aos elementos, os quais podem comprometer seu desempenho estrutural. Além disso, há registros de acidentes ocorridos nestas fases de construção, sendo alguns casos apresentados em Krahl [4].

Este artigo tem a finalidade de apresentar limites de segurança para a verificação da estabilidade lateral de vigas pré-moldadas em fases transitórias. Estes limites serão comparados às recomendações normativas apresentadas na Tabela 1. Os resultados obtidos para os modelos analíticos e numéricos utilizados serão confrontados.

Tabela 1 - Recomendações normativas para estabilidade lateral de vigas de concreto

Norma/código	Limite de esbeltez	
	Fase definitiva	Fase transitória
Eurocode 2 (11)	$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} < 50$ $h / b_f < 2,5$	$\ell_{of} h_{1/3} / b_f^{4/3} < 70$ $h / b_f < 3,5$
ABNT NBR 9062 (9) ²	$\ell_{of} h / b_f^2 < 500$ $\ell_{of} / b_f < 50$	$h_m / a > 2$
ACI 318-02 (12) ¹	$\ell_{of} / b_f < 50$	
fib Model Code (13) ¹	$\ell_{of} h_{1/3} / b_f^{4/3} < 50$	
BS:8110-1 (14) ¹	$\ell_{of} h / b_f^2 < 250$ $\ell_{of} / b_f < 60$	
ABNT NBR 6118 (10) ¹	$h / b_f < 2,5$ $\ell_{of} / b_f < 50$	

ℓ_{of} : vão teórico ou espaçamento entre contraventamentos;
 h: altura da seção;
 b_f: largura da mesa comprimida. Para seção retangular trocar b_f por b_w;
 h_m: distância entre o centro de gravidade da seção e o ponto de apoio;
 a: deslocamento lateral elástico da viga, considerando o peso próprio atuando nessa direção.

Notas¹ não distinguem entre fase transitória e definitiva ² Como a versão atual não contempla o assunto, está sendo feita referência a versão anterior.

2. Fundamentação

Da teoria clássica de instabilidade lateral de vigas, como por exemplo apresentada em Timoshenko e Gere [15], sabe-se que uma viga fletida no seu plano de maior inércia pode sofrer flambagem lateral se sua região comprimida não estiver contraventada. O fenômeno é caracterizado por deslocamento lateral e giro por torção, como mostrado na Figura 1.

O comportamento não-linear geométrico de vigas é influenciado por diversos fatores que podem ser considerados de maneira simplificada na análise bifurcacional. São eles: tipo de carregamento, ponto de aplicação da carga em relação ao centro de cisalhamento, condições de vinculação e imperfeições geométricas. Para as fases transitórias, o carregamento admitido é o peso próprio. Portanto, o primeiro e segundo fatores são constantes no problema. Como dito, serão realizadas análises paramétricas para estabelecer valores limites de esbeltez. Para as análises serão utilizadas as soluções de carga crítica de Lebellet [6], Stratford e Burgoyne [7] e soluções de autovalor pelo método dos elementos finitos.

As análises de autovalor serão realizadas pelo programa computacional de acesso livre LTBeam [16]¹. O programa calcula a carga crítica de instabilidade lateral de vigas para diversas condições de apoio e carregamento. A fundamentação será apresentada com base em Trahair [5].

Lebellet [6] apresenta a solução para obtenção da carga crítica de instabilidade de vigas vinculadas a apoios deformáveis à torção. Com isso, é permitida a rotação por torção da viga nos apoios, correspondente a uma rigidez k_θ . Segue a solução na Equação (1).

$$P_{crit} = k \frac{16}{\ell^3} \sqrt{\alpha_{crit}} \sqrt{EI_y GI_t} \quad (1)$$

sendo,

k : constante que depende da rigidez das mesas no caso de vigas de seção I (coeficiente β) e da posição dos apoios em relação ao centro de giro da seção (coeficiente δ), segue a constante na Equação (2);

$$k = \sqrt{1 + 2,47\beta + 0,52\delta^2} - 0,72\delta \quad (2)$$

onde,

β : coeficiente que leva em conta a rigidez lateral das mesas, Equação (3);

$$\beta = \frac{EI_{y,mesas}}{GI_t} \frac{2z}{\ell^2} \quad (3)$$

$I_{y,mesas}$: média ponderada das inércias das mesas da viga;

z : distância entre os centróides das mesas, no caso de seção retangular $z=0$;

δ : coeficiente que leva em conta a posição dos apoios em relação ao centro de cisalhamento, Equação (4);

$$\delta = \frac{2y_{rot}}{\ell} \sqrt{\frac{EI_y}{GI_t}} \quad (4)$$

y_{rot} : distância entre o ponto de aplicação de carga e o eixo de giro;

ℓ : vão total da viga;

E : módulo de elasticidade do concreto;

Tabela 2 - Valores para o coeficiente α_{crit} com base no resultado da função $g(\alpha)$

$g(\alpha)$	$q = \alpha/\ell$					
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,02	2,55	2,4	0,133	0,018	0,0043	0,0014
0,04	10,1	9,23	0,523	0,0716	0,0171	0,0056
0,08	40	31,8	1,95	0,278	0,0672	0,0222
0,16	150,1	83,5	6,28	1	0,253	0,0854
0,32	485,3	148,4	14,8	2,93	0,83	0,297
0,6	1079,5	193,1	23,8	5,76	1,89	0,751
1,2	1833	222,4	31,7	8,9	3,34	1,48
2,5	2396,5	238,4	36,7	11,2	4,57	2,19
5	2678,2	245,9	39,3	12,5	5,29	2,63
10	2817,1	249,7	40,7	13,2	5,68	2,88
20	2885,3	251,6	41,4	13,5	5,89	3,02
40	2919,7	252,5	41,7	13,7	6	3,09
100	2944,4	253,5	42	13,9	6,07	3,16

¹ [disponível em <https://www.cticm.com/content/ltbeam-version-1011>. Acesso em 28 de março 2015.]

I_y : momento de inércia em relação ao eixo vertical;
 G : módulo de cisalhamento do concreto;
 I_t : momento de inércia à torção;
 α_{crit} : coeficiente que estima o efeito da deformabilidade nos apoios.
 A Equação (1) pode ser utilizada para içamento e transporte. As diferenças são a distância entre a posição do eixo de giro em relação ao centro de gravidade (y_{rot}) e o coeficiente α_{crit} , particular a cada fase transitória.

Para içamento, α_{crit} depende da posição dos cabos, de y_{rot} e das rigidezes à flexão lateral e torção. Pode-se obter o α_{crit} com a Tabela 2 que, segundo Lebellet [6], relaciona esta variável à função $g(\alpha)$, expressa pela Equação (5). Assim, calcula-se $g(\alpha)$ e obtém-se α_{crit} para uma dada relação $\varrho = a/\ell$. Sendo a o comprimento do balanço e ℓ o vão total.

$$g(\alpha) = \frac{4y_{rot}}{\ell} \sqrt{\frac{EI_y}{GI_t}} \tag{5}$$

Sendo y_{rot} distância entre o ponto de aplicação de carga e o eixo de giro. Em transporte, α_{crit} depende da rigidez da suspensão do veículo e da rigidez à torção da viga. Lebellet [6] apresenta uma função que permite estimar α_{crit} e, conseqüentemente, a carga crítica para dado valor de rigidez k_ϑ , Equação (6).

$$\frac{k_\vartheta \ell}{2GI_t} = f(\alpha) = \frac{\frac{8}{15}\alpha - \frac{356}{10395}\alpha^2}{1 - \frac{11}{30}\alpha + \frac{6617}{415800}\alpha^2} \tag{6}$$

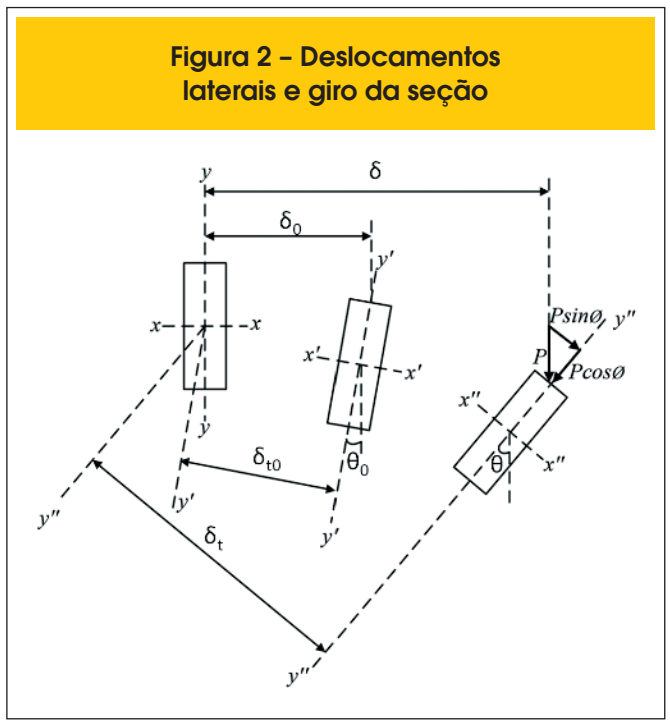


Figura 2 - Deslocamentos laterais e giro da seção

Para a situação transitória de transporte, Stratford e Burgoyne [7] recomendam para a carga crítica de instabilidade a Equação (7).

$$P_{crit} = 16,9 \frac{\sqrt{EI_y GI_t}}{\ell^3} \tag{7}$$

Para considerar as imperfeições geométricas Stratford e Burgoyne [7] recomendam a utilização da hipótese de Southwell [8], Equação (8).

$$\delta_t = \frac{\delta_0}{1 - \left(\frac{P_{lim}}{P_{crit}}\right)^2} \tag{8}$$

Sendo δ_0 o deslocamento lateral inicial. Com a consideração da rigidez à torção, a relação entre o ângulo limite de instabilidade θ_{lim} e o deslocamento correspondente δ_t , segundo Stratford e Burgoyne [7], pode ser admitida pela Equação (9).

$$\frac{\theta_{lim}}{\delta_t} = \frac{1,68}{0,36\ell \sqrt{\frac{GI_t}{EI_y} + y_{rot}}} \tag{9}$$

Portanto, com as Equações (8) e (9), somam-se três incógnitas θ_{lim} , δ_t e P_{lim} . Para solução, normalmente adota-se um valor para θ_{lim} . Considerando que as curvas em rodovias têm em média 8% de superelevação ou 4,57 graus, é adotado conservadoramente um θ_{lim} de 6 graus ou 0,105 rad.

Para o caso de içamento por dois pontos com cabos verticais, Stratford e Burgoyne [7] recomendam a Equação (10) que estima a carga crítica de uma viga perfeita.

$$P_{crit} = \frac{12EI_y y_{rot}}{\frac{\ell^4}{10} - a\ell^3 + 3a^2\ell^2 - 2a^3\ell - a^4} \tag{10}$$

onde,
 EI_y : rigidez elástica à flexão lateral;
 y_{rot} : distância entre o ponto de aplicação de carga e o eixo de giro;
 a : comprimento dos balanços;
 ℓ : vão total da viga.

Para considerar as imperfeições geométricas, novamente é utilizada a hipótese de Southwell [8], Equação (11).

$$\delta_t = \frac{\delta_0 \left[1 - \text{sen}\left(\frac{\pi a}{\ell}\right) \right]}{1 - \frac{P_{lim}}{P_{crit}}} \tag{11}$$

Tabela 3 – Propriedades geométricas dos elementos pré-moldados analisados

Viga retangular			Viga I		
Largura (cm)	Altura (cm)	Vão (m)	Largura da mesa (cm)	Altura (cm)	Vão (m)
15 a 50	150	30	40 a 80	150	30
20	150	20 a 30	80	150	30 - 40

Sendo p_{lim} a carga limite de instabilidade que leva em conta as imperfeições geométricas da viga.

Considerando a relação entre os deslocamentos lateral inicial δ_o , final δ_t e o giro da seção no estágio limite θ_{lim} , uma componente da carga $p_{lim} \sin \theta_{lim}$ atuará lateralmente (Figura 2), sendo o deslocamento provocado $(\delta_t - \delta_o)$ expresso pela Equação (12).

$$\delta_t - \delta_o = \frac{g_{sw} \sin \theta_{lim}}{384EI_y} (5\ell^2 - 20a\ell - 4a^2) \left(\frac{6}{5}a^5 - \ell \right)^2 \quad (12)$$

sendo,

g_{pp} : peso próprio;

θ_{lim} : ângulo limite de instabilidade.

Substituindo a equação (12) na Equação (11), têm-se as incógnitas p_{lim} e θ_{lim} na expressão resultante. Para obter p_{lim} utiliza-se a recomendação de Mast [17] para o ângulo limite. Mast [17] realizou ensaios com uma viga PCI BT-72 em escala real e estabeleceu um ângulo limite de 23 graus para içamento.

O programa computacional LTBeam [16] é utilizado na análise paramétrica. A carga crítica é obtida pelo cálculo do menor autovalor, sendo a viga discretizada, no mínimo, em 100 elementos finitos. Trahair [5] apresentou o procedimento para implementação em elementos finitos desta análise considerando o princípio dos trabalhos virtuais.

Para obtenção dos autovalores λ_{cr} e autovetores $\{\delta\}$ pelo método dos elementos finitos é necessária a obtenção da matriz geométrica ou matriz de estabilidade [G] para cada elemento, além da matriz de rigidez [K]. A matriz geométrica provém da parcela de energia correspondente à variação do trabalho das forças externas. O problema de autovalor e autovetor pode ser representado pela Equação (13).

$$([K] - \lambda_{cr} [G])\{\delta\} = 0 \quad (13)$$

O conjunto de cargas *do fib* Modelo está inserido na matriz geométrica. A resolução da Equação (13) depende da inversão da matriz [G] e a utilização de um método numérico para obter λ_{cr} . Outra possibilidade é inverter a matriz de rigidez e obter $1/\lambda_{cr}$. Para a obtenção dos valores críticos, basta multiplicar λ_{cr} pelo conjunto de cargas adotadas.

O programa possibilita a inserção de apoios elásticos discretos. Podem ser inseridas molas para restringir parcialmente deslocamento lateral, rotação por flexão lateral, rotação por torção e

empenamento. Para as fases transitórias, a rigidez do vínculo de torção é o principal parâmetro.

3. Resultados e discussões

São apresentados os resultados de análises paramétricas de viga em fase transitória utilizando as formulações apresentadas de análise bifurcacional. Os resultados de vigas retangulares e vigas I são apresentados separadamente. Para as análises paramétricas com cada tipo de seção, será tomada a menor esbelteza obtida como limite de segurança.

Os gráficos apresentam os resultados da fase de içamento juntamente à fase transporte, com a carga crítica nas ordenadas e esbelteza geométrica nas abscissas. As relações geométricas para obtenção da esbelteza foram obtidas de acordo como o Eurocode 2 [11]. Os limites desta norma, para fases transitórias, seguem na Equação (14).

$$\frac{h}{b_f} \leq 3,5 \quad \text{e} \quad \frac{\ell_{or} h^{1/3}}{b_f^{4/3}} \leq 70 \quad (14)$$

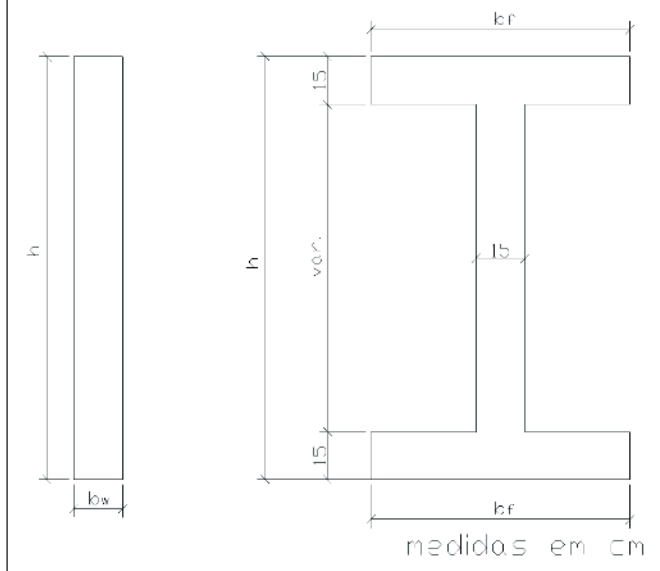
Para a obtenção de limites de esbelteza é considerado como critério de segurança a relação $p_{crit} / p_p > 4$ que tem por fundamento a dificuldade em se prever as condições da realização das etapas de transporte e içamento. Em Krahl [4] são apresentadas análises utilizando a formulação de Mast [17], através da qual se obtém um limite menor para esta relação. No entanto, será utilizado este critério, comparado a resultados de análises paramétricas, para obter limites de segurança.

Mantidas as demais variáveis, o aumento da resistência à compressão do concreto tem efeito benéfico sobre a estabilidade lateral de vigas, então será considerada a resistência de 30 MPa para a fase transitória) em todas as análises, um pouco menor que a resistência característica mínima de elementos de concreto pré-moldado para as situações definitivas.

Os efeitos de imperfeições e desvios no posicionamento dos cabos de içamento e sobre o caminhão de transporte reduzem consideravelmente a segurança contra instabilidade. A avaliação da importância destes fatores é apresentada em Krahl [4].

As esbeltezes apresentadas na Equação (14) não são alteradas com a variação de imperfeições geométricas e módulo de elasticidade. Para considerá-los é necessária uma expressão de esbelteza que utilize a carga crítica. No entanto, esta não tem sido a prática das normas. Então, de maneira conservadora, os limites de esbelteza geométrica são obtidos para a imperfeição recomendada pelo Eurocode 2 [11] de $\ell/300$ de

Figura 3 – Representação genérica das seções utilizadas nas análises paramétricas



deslocamento lateral e a resistência à compressão do concreto para fase transitória de 30 MPa, sendo ℓ o vão total da viga. Destaca-se que em todas as análises é considerado um balanço de 2,5 m.

A formulação de Lebellet [6] e o programa LTBeam [16] possibilitam a utilização de vínculos elásticos. Segundo Mast [17], recomenda-se como vinculação parcial à torção para vigas em transporte um valor entre 360 a 680 kNm/rad para cada eixo duplo. Foi adotado, neste artigo, a configuração de quatro eixos duplos e um simples, resultando em 1530 kNm/rad (360 kNm/rad por eixo duplo). A rigidez do vínculo de torção considerada para içamento é de 1200 kNm/rad.

As relações geométricas utilizadas nas análises paramétricas seguem na Tabela 3. As espessuras de mesa e alma das vigas I são fixas em 15 cm. A representação genérica das seções segue na Figura 3.

3.1 Variação da largura de viga retangular

Os resultados de carga crítica de viga retangular com larguras de 15, 20, 30, 40 e 50 cm são apresentados na Tabela 4. A altura da seção é 150 cm e o vão de 30 m, sendo $\ell / h = 20$.

Na Figura 4, a linha traço e ponto representa o peso próprio e a linha tracejada representa quatro vezes este valor. Sendo este último o critério de segurança. Nos gráficos apresentados na Figura 4, içamento e transporte estão separados, sendo apresentados os resultados para as relações de esbeltez geométrica apresentadas nas Equações (14).

De acordo com a Figura 4, à medida que a largura da viga aumenta, o valor da carga crítica aumenta, tendendo a ultrapassar o limite de segurança. Na fase de içamento, para esbeltezes $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} \leq 85$ e $h / b_w \leq 7,5$ a segurança de vigas retangulares é verificada. O primeiro limite é maior que a recomendação do Eurocode 2 [11] e *fib* Model Code [13]. O segundo resulta menor que o limite do Eurocode 2 [11], sendo contra a segurança o limite da norma.

Para a esbeltez $\ell_{of} h / b_w^2$, obtém-se o limite de 180 correspondente a carga crítica considerada como segura, sendo este menor que a recomendação do BS:8110-1 [14] e ABNT NBR 9062:2006 [9], como mostra a Tabela 1. Portanto, as recomendações do código britânico e da norma brasileira são contra a segurança para fases transitórias de vigas retangulares.

A esbeltez $\ell_{of} h / b_w$ resulta 60 que coincide com o recomendado pelo BS:8110-1 [14]. A recomendação do ACI 318-02 [12] e ABNT NBR9062:2006 [9] são conservadoras, mas a favor da segurança. Em transporte, a formulação de Lebellet [6] não atinge o mesmo limite determinado em içamento, como mostra a Figura 4. No entanto, as outras formulações tiveram a segurança verificada em transporte para os mesmos limites de içamento.

Nos gráficos da Figura 4, verifica-se que a formulação de Stratford e Burgoyne [7] tende a apresentar carga crítica elevada à medida que a esbeltez é reduzida. No caso de içamento, a formulação dos autores apresenta grande sensibilidade a imperfeições geométricas, sendo que para esbeltez $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} = 86,53$ a redução na carga crítica é de 48%.

No içamento, a formulação de Stratford e Burgoyne [7] que considera imperfeições geométricas teve resultados próximos aos obtidos pelo método dos elementos finitos (LTBeam) para

Tabela 4 – Carga crítica de viga retangular para variação da largura da seção

h / b_w	$\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3}$	Carga crítica de instabilidade (kN/m)							
		Lebellet		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
10,00	430,89	4,07	10,62	3,82	10,24	3,73	9,87	10,45	11,51
7,50	293,62	9,55	18,43	9,14	24,28	8,61	23,40	17,61	19,64
5,00	171,00	31,5	35,37	31,13	81,96	25,78	79,00	34,14	38,38
3,75	116,52	72,75	53,63	74,13	194,30	49,70	187,20	53,32	60,09
3,00	86,53	138,30	60,48	145,17	379,45	74,06	365,63	74,9	84,50

Notas ¹ Formulação considera imperfeições geométricas ² As letras I e T representam içamento e transporte, respectivamente.

Figura 4 - Carga crítica de viga retangular para variação da largura

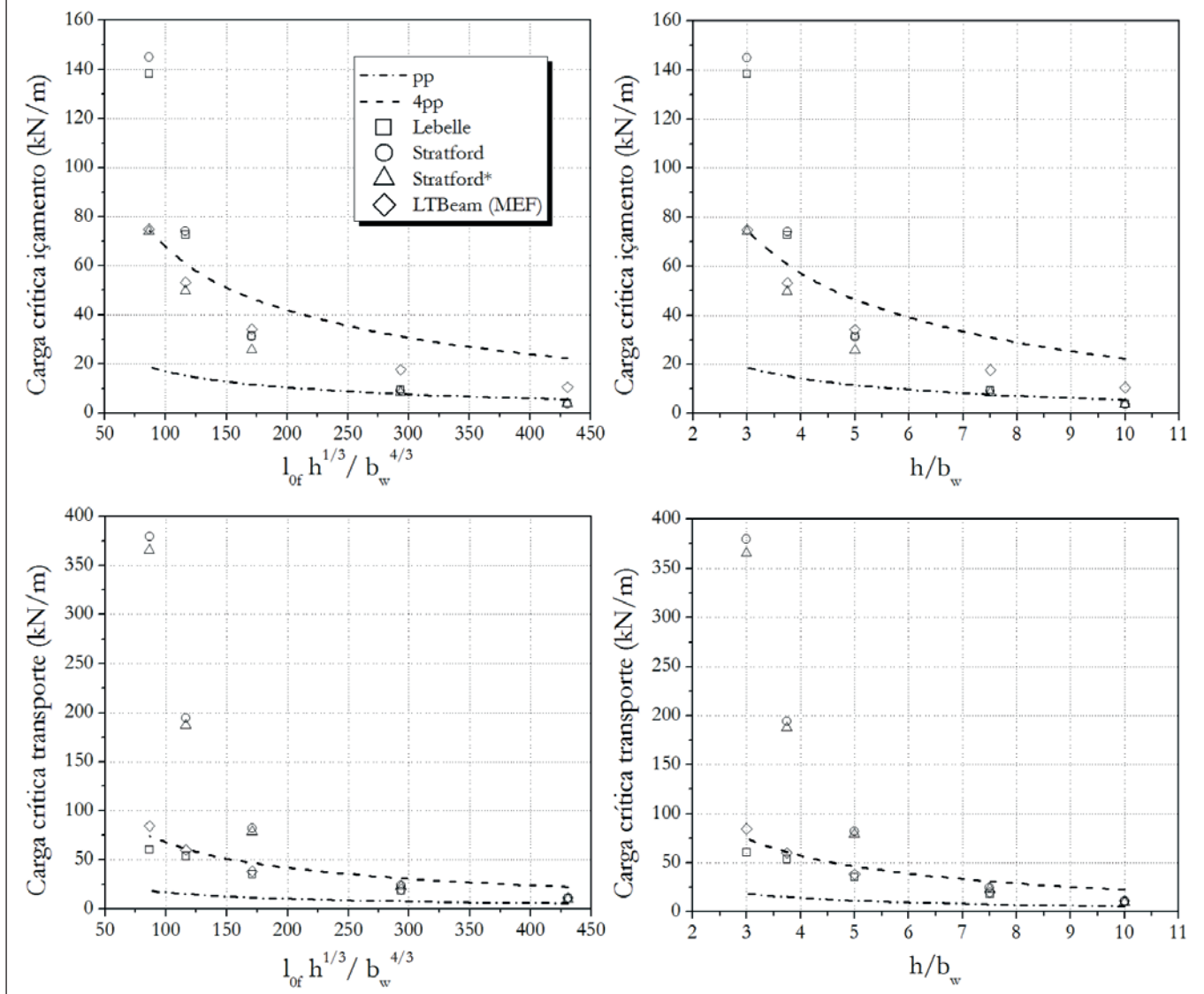
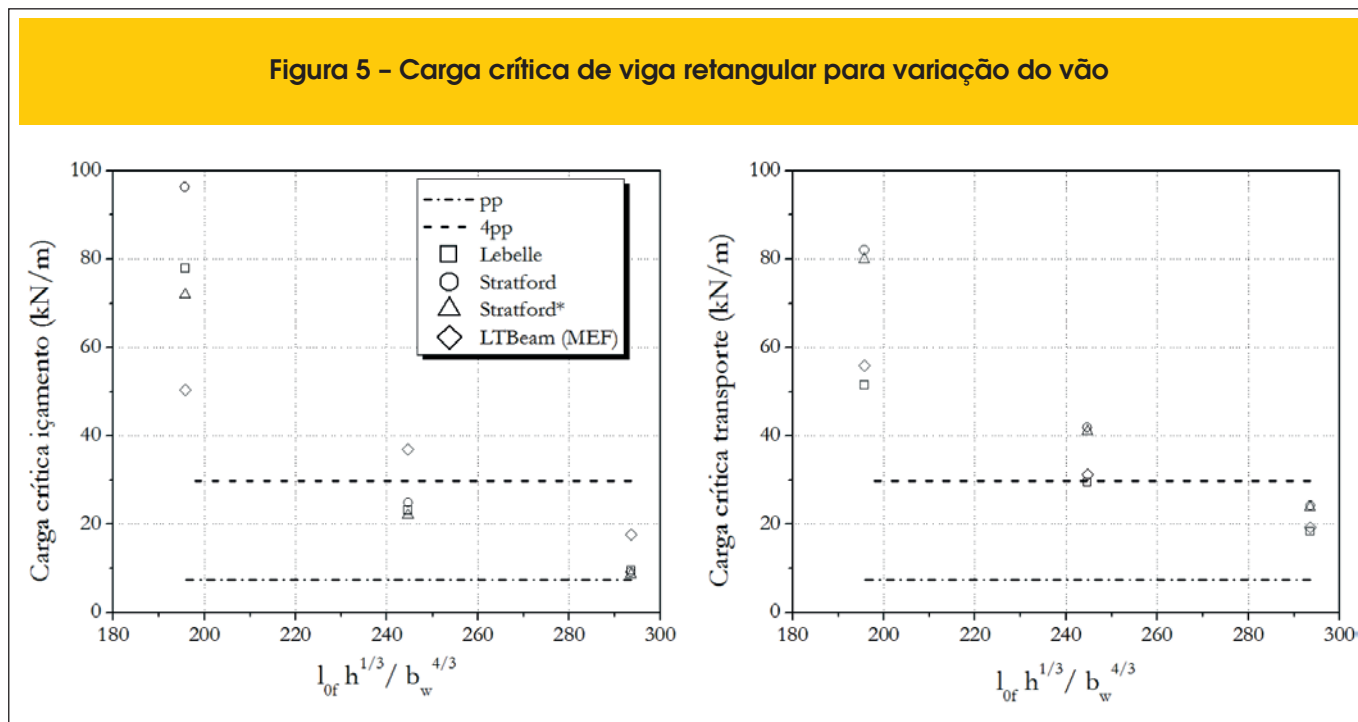


Tabela 5 - Carga crítica de viga retangular para variação do vo

Vão (m)	$l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3}$	Carga crítica de instabilidade (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
20	293,62	9,55	18,43	9,14	24,28	8,61	23,79	17,61	19,34
25	244,68	23,20	29,49	24,83	41,96	22,03	41,03	37,00	31,20
30	195,74	77,80	51,50	96,30	81,96	71,94	79,93	50,40	55,78

Notas ¹ Formulação considera imperfeições geométricas ² As letras I e T representam içamento e transporte, respectivamente

Figura 5 - Carga crítica de viga retangular para variação do vão



as menores esbeltezes consideradas, a diferença é 1,12% e 6,75%, para os dois primeiros casos. No entanto, à medida que a esbelteza aumenta, a diferença aumenta para 64%.

No caso da fase de transporte, a formulação de Lebelle [6] teve resultados próximos aos obtidos com o programa computacional LTBeam [16] para esbeltezes elevadas, mas com a diminuição desse parâmetro a diferença aumenta, para o intervalo de esbeltezes avaliados os casos extremos são 7,7% e 28,4%. A formulação de Lebelle [6] para içamento apresenta grande variação na carga crítica à medida que a esbelteza é reduzida.

3.2 Variação do vão da viga retangular

Para avaliar a influência no cálculo da carga crítica de instabilidade lateral são adotados vãos de 20, 25 e 30 m. Os resultados são apresentados na Tabela 5 e Figura 5. A seção retangular tem 20 cm de largura por 150 cm de altura, portanto, a relação h / b_w tem valor constante, sendo igual a 7,5. Este valor, segundo o limite

obtido no item 3.1, não verifica o limite de segurança $h / b_w \leq 3$. As relações l / h são 13, 17 e 20.

De acordo com a Figura 5, no caso da viga com esbelteza $l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 200$ todas as formulações apresentam resultados de carga crítica que verificam a segurança para içamento e transporte. Neste momento, destaca-se a limitação ao se recomendar um limite de esbelteza geométrica para verificar a segurança da estabilidade de vigas.

Seguindo a recomendação do item 3.1 ($l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 85$ e $h / b_w \leq 3$) a viga com relação $h / b_w = 7,5$ e vão de 20 m não tem a segurança contra instabilidade verificada ($l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 293,62$). No entanto, o resultado obtido neste item mostra que o critério $p_{crit} / pp > 4$ é verificado para esta esbelteza, apresentado na Figura 5.

Com relação ao comportamento dos resultados obtidos, para a fase de içamento as formulações de Lebelle [6] e Burgoyne [7] apresentam resultados muito próximos de carga crítica, sendo a maior diferença de 7,5%. Comparando os resultados da formulação de Stratford e Burgoyne [7] com o programa LTBeam [16], a diferença máxima é 51,1%.

Já para transporte isto acontece para os resultados de Lebelle [6] e do programa computacional LTBeam [16], com diferença máxima de 7,7% e mínima de 4,7%. A formulação de Stratford e Burgoyne [7] mostra pequena sensibilidade às imperfeições geométricas na fase de transporte, pois a maior diferença entre as cargas críticas com e sem imperfeições é 2,5%.

Na Tabela 6 são comparados os resultados deste item aos do item 3.1. Para este item são considerados os resultados da viga com vão de 20 m.

A partir desta comparação, com o objetivo de apresentar limites de esbelteza, os valores recomendados para vigas retangulares são os obtidos no item 3.1.

Chama-se a atenção que, no caso de vigas com seção retangular

Tabela 6 - Comparação dos resultados de esbeltezes limite de vigas retangulares para os casos analisados

Esbelteza	Item 3.1	Item 3.2
$l_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3}$	85	195
$l_{of} h / b_w^2$	180	750
l_{of} / b_w	60	100
h / b_w	3	7,5

Tabela 7 - Carga crítica de viga I para variação da largura da mesa

h / b _f	l _{0f} h ^{1/3} / b _f ^{4/3}	Carga crítica de instabilidade (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
3,75	116,52	15,56	23,97	17,89	27,18	16,3	26,25	23,80	25,96
2,50	67,86	51,2	41,4	53,3	50,61	41,5	48,04	41,24	45,65
1,88	46,24	105,97	62,29	122,5	82,19	78,6	76,4	63,24	69,29

Notas ¹ Formulação considera imperfeições geométricas ² As letras I e T representam içamento e transporte, respectivamente.

Figura 6 - Carga crítica de viga I para variação da largura da mesa

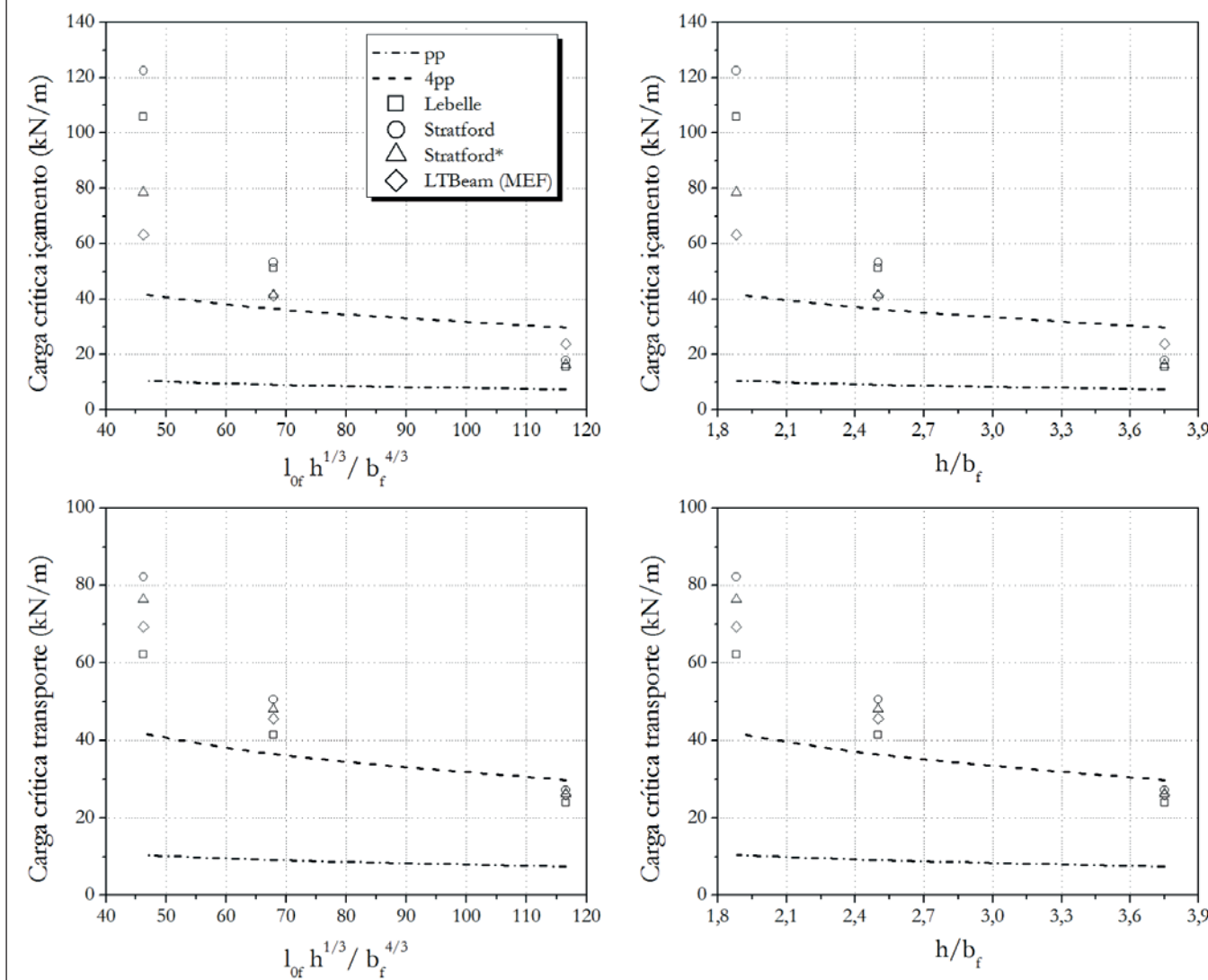


Tabela 8 - Carga crítica de viga I para variação do vão

Vão (m)	$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$	Carga crítica de instabilidade (kN/m)							
		Lebelle		Stratford et al.		Stratford et al. ¹		LTBeam	
		I ²	T	I	T	I	T	I	T
30	46,24	105,97	62,3	121,84	82,2	78,14	76,36	63,24	69,29
35	53,95	45,40	42,10	55,40	51,75	42,20	48,25	42,25	46,12
40	61,66	23,73	29,86	28,93	34,67	24,27	32,4	29,7	32,31

Notas ¹ Formulação considera imperfeições geométricas ² As letras I e T representam içamento e transporte, respectivamente.

a esbeltez $\ell_{of} h / b_w^2$ seria de 180 ao passo que pela ABNT NBR 9062:2006 [9] o limite seria de 500, portanto contra a segurança. Para exemplificar o limite encontrado, considera-se uma viga com largura de 40 cm, altura 150 cm e vão de 20 m. Com essas características, sua esbeltez é $\ell_{of} h^{1/3} / b_w^{4/3} = 77,7$. O limite recomendado pelo *fib* Model Code [13] para vigas em fase transitória é 50, portanto a viga em questão não verifica este critério de segurança. No entanto, a viga verifica a segurança para fases transitórias para o limite obtido no item 3.1 é 85. Vale salientar que os limites obtidos neste artigo tem por base o critério de segurança $p_{crit} / pp > 4$.

3.3 Variação da largura da mesa da viga I

Na Tabela 7 e Figura 6 estão os resultados de carga crítica para variação simultânea da largura da mesa superior e inferior de vigas I em fase transitória. As larguras admitidas são de 40, 60 e 80 cm, sendo a altura, espessura de mesa e alma e vão fixos em 150 cm, 15 cm e 30 m, respectivamente, com a relação $\ell / h = 20$. Com base nos resultados da Figura 6, verifica-se que para es-

beltezes $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} \leq 70$ e $h / b_f \leq 2,5$ todas as formulações apresentam cargas críticas que verificam o critério de segurança para transporte e içamento. A comparação com as normas será feita no item 3.4.

A formulação de Stratford e Burgoyne [7] apresenta comportamento semelhante ao descrito no item 3.1. Em içamento a formulação dos autores se aproxima mais dos resultados do programa computacional LTBeam [16], sendo diferença máxima de 31,5%. Em transporte, os resultados da formulação de Lebelle [6] são semelhantes aos do programa LTBeam [16], com diferença máxima de 10,1%.

3.4 Variação do vão da viga I

A importância da variação do vão para estabilidade de vigas I em fase transitória é verificada neste item. Os resultados seguem na Tabela 8 e Figura 7. Os vão admitidos são de 30, 35 e 40 m, sendo a relação ℓ / h de 20, 23 e 26, respectivamente. São fixas a largura de mesa, espessura de alma e mesa e altura em 80 cm, 15 cm

Figura 7 - Carga crítica de viga I para variação do vão

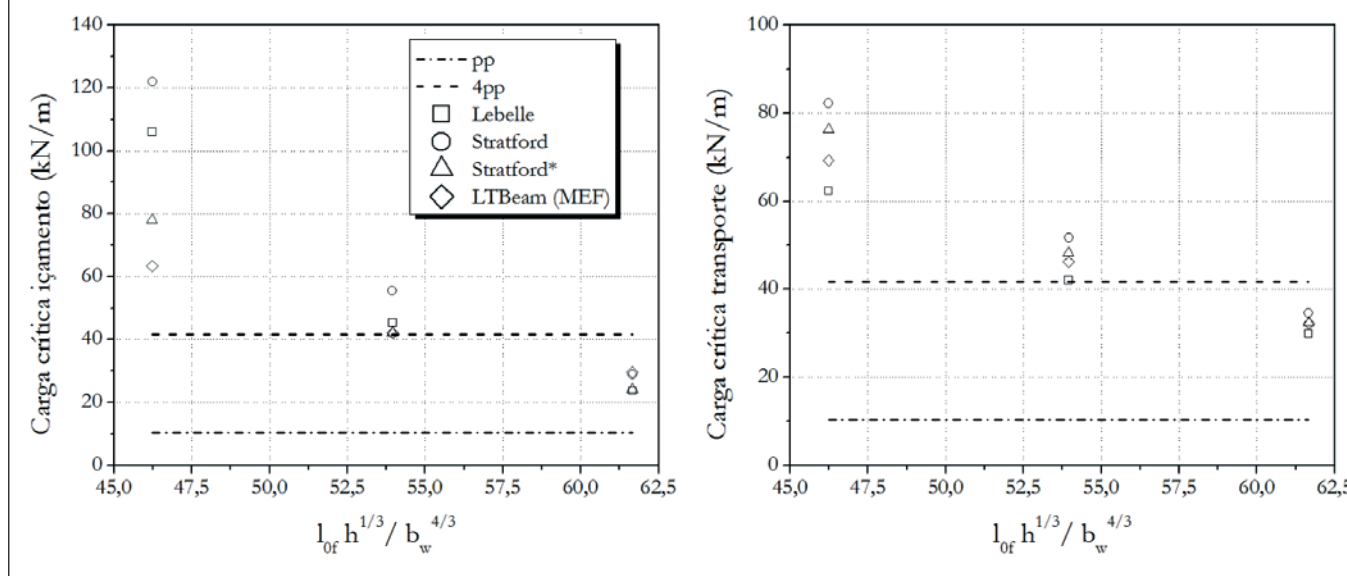


Tabela 9 – Comparação dos resultados de esbeltezes limite para vigas I

Esbeltez	fib Model Code (13)	NBR9062 (9)	ACI 318-02 (12)	BS:8110-1 (14)	Eurocode 2 (11)	Item 3.3	Item 3.4
$\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$	50	-	-	-	70	70	53
$\ell_{of} h / b_f^2$	-	500	-	250	-	125	82
ℓ_{of} / b_f	-	50	50	60	-	50	43
h / b_f	-	-	-	-	3,5	2,5	1,88

e 150 cm, respectivamente. Portanto, a relação h / b_f é mantida constante com valor de 1,88.

Na Figura 7, a segurança é verificada para esbeltez $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} \leq 53$ em içamento e transporte. Este resultado é aproximadamente o limite recomendado no *fib* Model Code [13]. A esbeltez $h / b_f \leq 1,8$ só pode ser recomendada se verificar simultaneamente à esbeltez $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$.

Ao impor estes limites a favor da segurança, eliminam-se possibilidades de vigas com esbeltezes que tenham segurança em fase transitória, mas que não atendem a estes critérios. Por exemplo, a viga com esbeltez de $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} = 67,8$ apresentada no item 3.3 que atende ao critério de $p_{crit} / pp > 4$.

Os resultados das formulações seguem os padrões descritos nos itens anteriores. Em içamento os resultados da formulação de Stratford e Burgoyne [7] tem diferença máxima de 18,3% para os resultados do programa computacional LTBeam [16]. Em transporte, os resultados da formulação de Lebellet [6] tem diferença máxima de 7,6%, comparados aos obtidos pelo programa LTBeam [16].

Na Tabela 9 são comparados os limites de esbeltez obtidos no item 3.3 e item 3.4 com as recomendações das normas.

De acordo com a Tabela 9, a única norma que apresenta limite de esbeltez a favor da segurança, quando comparado aos resultados obtidos é o *fib* Model Code [13]. Portanto, para vigas I os limites recomendados são os obtidos no item 3.4, igualando a esbeltez $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$ ao recomendado pelo código *fib* Modelo.

Como feito no item 3.2 para exemplificar, considera-se agora uma viga I com mesas de 50 cm de largura, espessuras de mesa e alma de 15 cm, altura de 150 cm e vão de 20 m. Sua esbeltez é $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3} = 57,7$. Esta esbeltez não tem segurança verificada pelo limite recomendando no *fib* Model Code [13], nem pelo limite determinado neste artigo.

4. Conclusões

Com base nos resultados das análises paramétricas, pode-se concluir que:

- A partir das análises paramétricas, para a fase de içamento afirma-se que a formulação de Stratford e Burgoyne [7] apresentou os resultados de carga crítica mais próximos aos obtidos pelo programa computacional LTBeam [16], que está sendo utilizado como referência. Para os intervalos de esbeltezes considerados para vigas retangulares e vigas I, a diferença mínima entre as curvas de carga crítica obtidas é de 1,1% e máxima de 64% entre as duas formulações.
- Os resultados de carga crítica da formulação de Lebellet [6] para transporte se aproximaram dos obtidos pelo programa

LTBeam [16]. Entre as esbeltezes consideradas para vigas retangulares e vigas I, a diferença mínima encontrada entre as curvas de carga crítica foi de 4,7% e máxima de 28,4%.

- O limite de esbeltez para vigas de seção retangular é diferente do limite determinado para vigas de seção I. Destaca-se que nenhuma norma faz essa distinção. Com isso, as vigas de seção retangular normalmente resultam excessivamente robustas, sendo que o cálculo de carga crítica mostra que os elementos podem ser mais esbeltas.
- Tomando como referência o *fib* Model Code [13], para os casos analisados, o limite da esbeltez $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$ para vigas retangulares seria de 85.
- Já os limites obtidos para vigas I, nos casos analisados, para a esbeltez $\ell_{of} h^{1/3} / b_f^{4/3}$ seria de 53, o que poderia ser tomado igual a 50, conforme recomendado pelo *fib* Model Code [13].
- Nos casos analisados, para vigas I, somente a recomendação do *fib* Model Code [13] atende os limites de esbeltes para às situações analisadas.

Cabe destacar que as conclusões foram obtidas para estudo que envolveu as seguintes situações: f_{ck} de 30 MPa, imperfeição geométrica de $l/300$ (quando considerada), balanços de 2,5 m, cabos de içamento verticais, critério de segurança $p_{crit} / pp > 4$. A rigidez dos vínculos de torção adotados no içamento é 1200 kNm/rad e transporte 1530 kNm/rad.

As relações geométricas utilizadas foram apresentadas na Tabela 3. Lembrando que as espessuras de mesa e alma das vigas I são fixas em 15 cm.

Quando as recomendações das normas e códigos não são atendidas, pode-se recorrer a uma análise mais rigorosa, por exemplo, cálculo de carga crítica de instabilidade lateral. Este tipo de análise considera o efeito da não-linearidade geométrica, característico em elementos delgados. A segurança é então verificada, comparando-se a carga crítica ao peso próprio da viga. A relação entre as duas grandezas deve atender sempre a um critério de segurança, normalmente adota-se o valor 4.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem o departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos e à Capes pela bolsa de mestrado concedida.

6. Referências bibliográficas

- LIMA, M. C. V. Instabilidade lateral das vigas pré-moldadas em serviço e durante a fase transitória, São Carlos, 1995,

- Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 146p.
- [2] LIMA, M. C. V. Contribuição ao estudo da instabilidade lateral de vigas pré-moldadas, São Carlos, 2002, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 179 p.
 - [3] EL DEBS, M. K. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Carlos, EESC-USP - Projeto Reenge, 2000.
 - [4] KRAHL, P. A. Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas em situações transitórias, São Carlos, 2014, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 209 p.
 - [5] TRAHAIR, N. S. Flexural-Torsional Buckling of Structures. London: E. & F. N. Spon, 1993, 360 p.
 - [6] LEBELLE, P. Stabilité élastique des poutres en béton précontraint a l'égard de déversement latéral. Ann. Batiment et des Travaux Publics, v. 141, p. 780–830, 1959.
 - [7] STRATFORD, T. J.; BURGOYNE, C. J.; TAYLOR, H. P. J. Stability design of long precast concrete beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Bridges, v.134, p.159-168, 1999.
 - [8] SOUTHWELL, R. V. On the analysis of experimental observations in problems of elastic stability. Proceedings of the Royal Society, v. 135, p. 601–616, 1932.
 - [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. - NBR 9062, Rio de Janeiro, 2001.
 - [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
 - [11] EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - EUROCODE 2, Brussels, 2004.
 - [12] ACI COMMITTEE 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002, 443 pp.
 - [13] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, *fib* Model Code 2010 - final draft, Vol. 2, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012.
 - [14] BRITISH STANDARDS INSTITUTION, BS 8110. Code of practice for structural use of concrete. London; 1997.
 - [15] TIMOSHENKO, S.; GERE, J. Theory of Elastic Stability. McGraw Hill, New York, 1988, 541p.
 - [16] LTBeam 1.0.10 [Computer software]. Saint-Aubin, France, Centre Technique Industriel Construction Metallique (CTICM).
 - [17] MAST, R. F. Lateral stability of long prestressed concrete beams, part 1. PCI Journal, v. 34, p. 34 53, 1989.

Experimental and finite element analysis of bond-slip in reinforced concrete

Análises experimental e por elementos finitos da perda de aderência em concreto armado

A. R. V. WOLENSKI ^a
andersonwolenski@gmail.com

S. S. DE CASTRO ^a
saullo9@yahoo.com.br

S. S. PENNA ^a
spenna@dees.ufmg.br

R. L. S. PITANGUEIRA ^a
roquepitangueira@gmail.com

B. V. SILVA ^b
dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA ^c
mbarbosa@dec.feis.unesp.br

Abstract

The modeling of reinforced concrete structures has taken advantage of the increasing progress on Computational Mechanics, in such way that complex phenomena, such as cracking and crushing, creep, reinforcement yielding, steel-concrete bond loss, can be modeled in a reasonable realistic way, using the proper set of numerical and computational resources. Among several options, the ones based on the Finite Element Method (FEM) allow complex analysis simulations of reinforced concrete structures, including the interaction of different nonlinear effects. This paper deals with the nonlinear finite element analysis of the bond-slip between reinforcing steel and concrete, taking into account an experimental study previously performed. The FEM analysis presented uses a combination of resources where the material behavior of concrete is described by the Microplane Constitutive Model, and an embedded reinforcement model is used to represent steel inside the concrete and take into account the effect of bond-slip. The FEM models were created using the INSANE (INteractive Structural ANalysis Environment) computational system, open source software that has a set of FEM tools for nonlinear analysis of reinforced concrete structures. The correlations between numerical-experimental results and several parameters validate the proposed combination of resources and identifies the significance of various effects on the response.

Keywords: reinforced concrete structures, microplane constitutive models, embedded reinforcement, bond-slip.

Resumo

A modelagem de estruturas de concreto armado tem tido um crescente progresso na Mecânica Computacional, de modo que os fenômenos complexos, tais como fissuração e esmagamento, fluência, escoamento da armadura, perda da aderência aço-concreto, podem ser modelados de forma razoavelmente realista, usando um conjunto apropriado de recursos numéricos e computacionais. Entre as diversas opções, os baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) permitem simulações complexas de análises de estruturas de concreto armado, incluindo a interação de diferentes efeitos não lineares. Este artigo lida com a análise não linear em elementos finitos, da perda de aderência entre a armadura de aço e o concreto, levando em consideração um estudo experimental anteriormente realizado. A análise via MEF apresentada usa uma combinação de recursos onde o comportamento do concreto é descrito pelo Modelo Constitutivo de Microplanos, e um Modelo de Armadura Embutida é usado para representar o aço inserido no concreto e levar em conta o efeito da perda de aderência. Os modelos do MEF foram criados usando o sistema computacional INSANE (Interactive Structural Analysis Environment), software de código aberto que possui um conjunto de ferramentas para análise não linear de estruturas em concreto armado. As correlações entre os resultados numérico-experimentais e os vários parâmetros validam a combinação de recursos proposta e identificam o significado de vários efeitos sobre a resposta.

Palavras-chave: estruturas de concreto armado, modelos constitutivos de microplanos, armadura embutida, perda de aderência.

^a Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas (PROPEEs), Belo Horizonte, MG, Brasil;

^b Universidade do Extremo Sul Catarinense, Departamento de Engenharia Civil, PPGCEM, Criciúma, SC, Brasil;

^c Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, Brasil.

1. Introduction

Reinforced concrete is the most important building material and it is widely used in modern structures. So, theoretical and experimental researches become more and more necessary in order to develop advanced analysis methods.

Experimental research provides the basis for the theoretical models and also supplies the basic information for the analysis methods, such as material properties. In addition, the results of analysis methods have to be evaluated by comparing them with experiments.

Theoretical research can reduce the number of required test specimens for the solution of a given problem. The development of analytical models for reinforced concrete structures is complicated because of its complex behavior that includes: cracking and crushing, creep, reinforcement yielding, steel-concrete bond failure, among others phenomena.

However, nowadays, the modeling of reinforced concrete structures has taken advantage of the increasing progress on Computational Mechanics, in such way these complex phenomena can be modeled, in a reasonable realistic way, using a proper set of numerical and computational resources.

One of the most powerful methods of structural analysis is the Finite Element Method (FEM), which allows complex numerical simulations of reinforced concrete structures, including the interaction of different nonlinear effects.

This paper deals with the Finite Element Analysis of the bond-slip between reinforcing steel and concrete, taking into account the experimental study previously performed by Silva [1].

The FEM models were created using the *INSANE (Interactive Structural Analysis Environment)* computational system, open source software available at www.insane.dees.ufmg.br. The current version of *INSANE* has a set of FEM tools for nonlinear analysis of reinforced concrete structures, such as: (1) extensive library of analysis models and incremental-iterative methods for solving nonlinear equations; (2) an unified computational environment for constitutive models; and (3) FEM models for reinforcement and bond-slip.

Among these tools, the FEM analysis presented in this paper uses an appropriate combination of resources. The material behavior of concrete is described by the Microplane Constitutive Model, briefly described in section 2. An embedded reinforcement model is used to represent steel inside a concrete element and take into account the effect of bond-slip (section 3). The experimental program is detailed in section 4. In section 5, both pullout tests and finite element simulations are presented and the results from the two are compared.

2. Microplane model

The application of Microplane Theory (Mohr [2], Taylor [3]) to modeling concrete structures is quite pertinent because the association between solid structure of the heterogeneous material (cementitious matrix with aggregates of different particle sizes) and the existence of multiple plans of discontinuities positioned at the interfaces of its grains (Figure 1).

Although this association has been understood on a micro scale, Bažant and Gambarova [4] formulated a macro scale model based on such association. The model prescribes constitutive behavior in individual and independent microplanes and relates this local behavior with macro stresses and strains in order to represent the inelastic response of the material. After this pioneer work, many other microplane models has been proposed (Carol [5], Özbolt [6], Carol [7], Leukart [8], Leukart and Ramm [9]). All of them follow the schema showed in Figure 2.

In a very general way, the formulation of Microplane Models follows three main steps, as can be seen in Fig. 2. Given the macroscopic strain tensor at a material point, kinematic constraints are imposed in order to calculate the strains on the microplanes. The direction of each microplane is defined to be normal to the surface of a sphere centered at the material point (Figure 3). After imposing such constraints, a local constitutive behavior is assumed in order to evaluate the local stresses as well as a microplane measure of the material degradation. In the final stage, macroscopic stresses as well as the global constitutive tensor are evaluated after using an energy principle.

Figure 1 - Discontinuity plans inside concrete microstructure

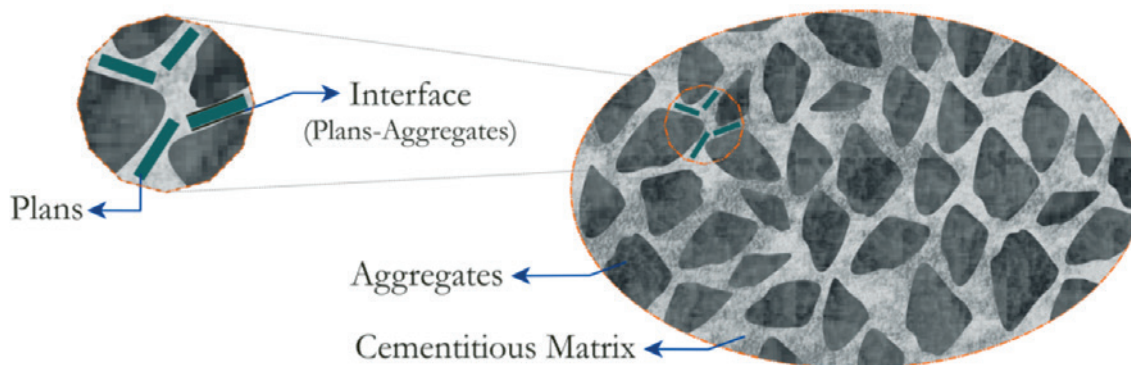
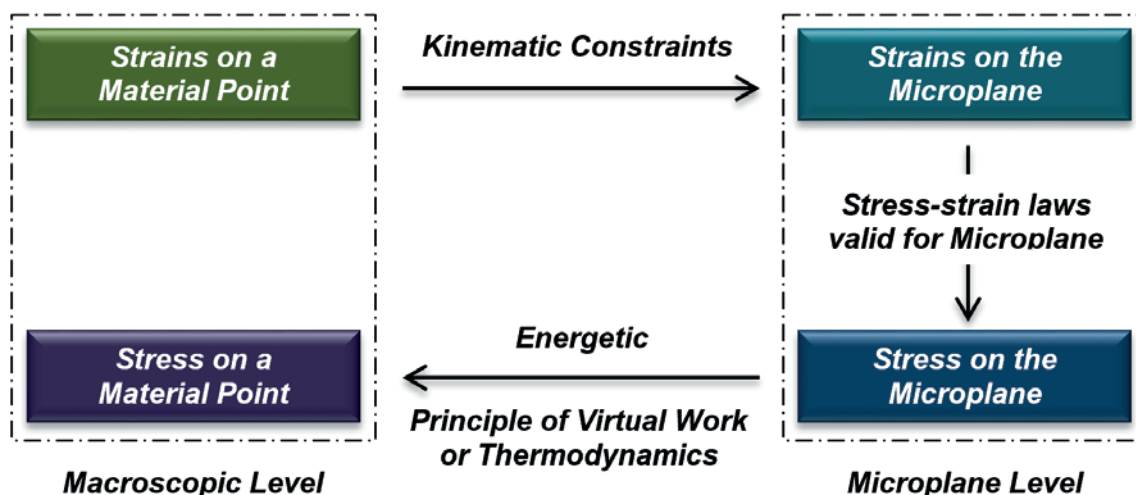


Figure 2 – Synthesis of the Microplane Models formulation



The model proposed by Leukart and Ramm [8] adopts (step 1) a decomposition of the macroscopic strain tensor into its volumetric and deviatoric components (V-D split); (step 2) that the damage process is the main dissipation mechanism which describes the degradation on the material and that degradation is evaluated through a single equivalent strain combined with a single damage law; (step 3) that the free energy on the microplanes exists and its integral over all microplanes is equal to the macroscopic free energy of *Helmholtz*.

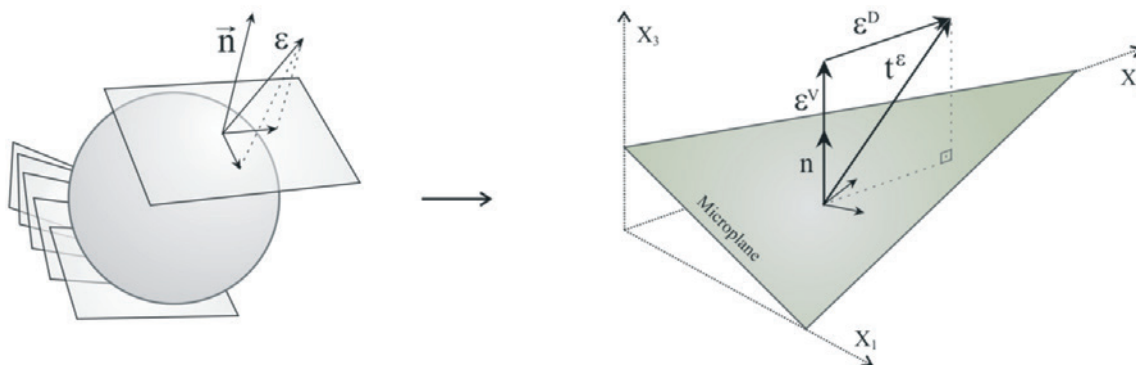
Wolenski [9] generalizes the computational implementation of Leukart and Ramm [8] proposition, in order to allow any microplane equivalent strain measure and any damage law. Such an improvement has been implemented in the context of the Unified Computational Environment, proposed by PENNA [11], on the *INSANE* system.

The numerical simulations presented in this paper use one of the options of the unified environment for microplane models of the *INSANE* system. Specifically, the simulations uses volumetric-deviatoric strain split proposed by Leukart and Ramm [8] and the equivalent strain defined by de Vree [12], according to:

$$\eta_{Vree} = 3k_1 \varepsilon^V + \sqrt{(3k_1 \varepsilon^V)^2 + \frac{3}{2} k_2 \varepsilon_p^D \varepsilon_p^D} \quad (1)$$

where η_{Vree} is equivalent strain measure, ε^V is volumetric part of the strain tensor, ε_p^D is the p component of the deviatoric strain tensor and k_1 and k_2 are material parameters that relate to

Figure 3 – Microplane positions and kinematic constraints



tensile and compression of concrete, and an exponential damage law, given by:

$$d^{mic} = 1 - \frac{\kappa_0}{\kappa} \left\{ 1 - \alpha + \alpha e^{\beta(\kappa_0 - \kappa)} \right\} \quad (2)$$

where d^{mic} is the damage measure, κ is the current equivalent strain, κ_0 is a material parameter that specifies a limit for κ referring to the beginning of the damage process, and α and β are others material parameters.

3. Reinforcement and bond-slip model

Reinforcement and bond-slip can be represented into reinforced concrete FEM models according to three different approaches: Smeared Reinforcement Models, Discrete Reinforcement Models (Ngo and Scordelis [13]) and Embedded Reinforcement Models (Balakrishna and Murray [14], Allwood and Bajarwan [15] and Elwi and Hrudehy [16]).

As can be seen in de Castro [17], the two last approaches were implemented into the *INSANE* system resulting in a powerful tool for the analysis of reinforced concrete structural elements that allows the combination of any constitutive models for concrete and steel, as well as any bond stress-slip law.

The numerical simulations presented in this paper adopt the embedded reinforcement model proposed by Elwi and Hrudehy [16], combining with the bond stress-slip laws proposed by Eligehausen [18] and Hawkins [19].

3.1 The finite element with embedded reinforcement

The element proposed by Elwi and Hrudehy [16] is composed of an arbitrary element with an embedded reinforcement segment, according to Figure 4 to the bidimensional case.

In this model, the normal strain in the tangent direction to the reinforcement segment is provided by the sum of two components.

The first one comes from the deformation of the concrete in the tangent direction to the reinforcement segment and the second one comes from the slip of the reinforcement. The concrete strains are directly obtained from the displacement field of the plane finite element (the parent element) and the reinforcement slip is obtained by interpolating its values at the nodes of the steel segment. The stiffness matrix of the composed element is given by:

$$\begin{bmatrix} [k_{bb}] & [k_{bs}] \\ [k_{sb}] & [k_{ss}] + [k_{cc}] \end{bmatrix} \quad (3)$$

The sub matrix $[k_{cc}]$ is due the constitutive model chosen for representing concrete and the matrices $[k_{ss}]$, $[k_{bb}]$ and $[k_{bs}]$ represent the contributions of steel and bond on the stiffness of the composite element, where:

$$[k_{bb}] = \int_s \left(\{\psi\} E_b \psi O_s + \{B_b\} E_s B_b A_s \right) \cdot t \cdot ds \quad (4)$$

$$[k_{bs}] = [k_{sb}]^T = \int_s \{B_b\} E_s B_s A_s \cdot t \cdot ds \quad (5)$$

$$[k_{ss}] = \int_s \{B_s\} E_s B_s A_s \cdot t \cdot ds \quad (6)$$

In the equations above, the integrals are performed over the line representing the reinforcement layer, and ψ contains the bond slip interpolation functions; E_b is the tangent module of the bond stress-slip law; O_s is the reinforcement perimeter per unit of thick-

Figure 4 - Bidimensional finite element with embedded reinforcement

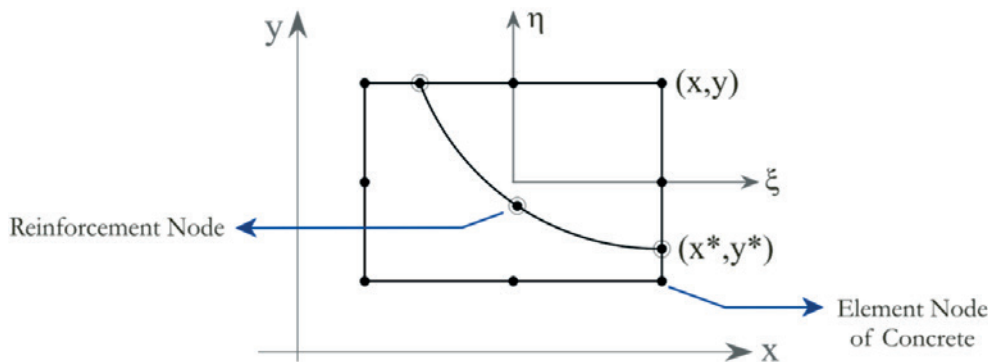
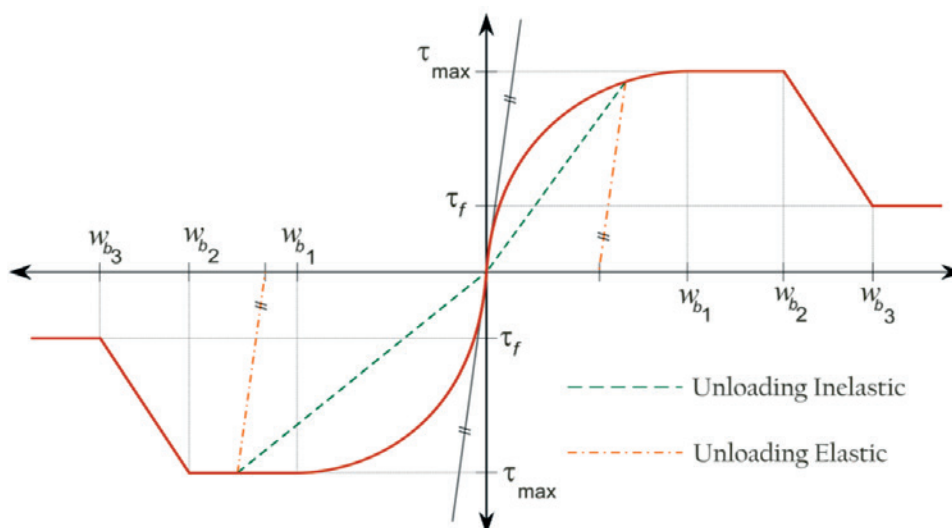


Figure 5 – Bond Stress–Slip law proposed by Eligehausen (18)



ness; B_b contains the derivatives of the bond slip interpolation functions relative to the tangent direction of the reinforcement layer; E_s is the tangent module of the stress-strain relation for the steel; A_s is the reinforcement area per unit of thickness; t is the element thickness; B_s contains the derivatives of the interpolation functions of the parent element relative to the tangent direction of the reinforcement layer.

3.2 Bond stress-slip laws

As said before, the laws proposed by Eligehausen [18] and Hawkins [19] were used in the numerical simulations presented in this paper. The law proposed by Eligehausen [18] is given by the equations (7) and is illustrated in Figure 5. Hawkins [19] proposed the trilinear law showed in Figure 6.

$$\begin{aligned}
 \tau &= \tau_{max} \left(\frac{w_b}{w_{b1}} \right)^a \text{ for } 0 \leq w_b \leq w_{b1}, \\
 \tau &= \tau_{max} \text{ for } w_{b1} \leq w_b \leq w_{b2}, \\
 \tau &= \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left(\frac{w_b - w_{b2}}{w_{b3} - w_{b2}} \right) \text{ for } w_{b2} \leq w_b \leq w_{b3}, \\
 \tau &= \tau_f \text{ for } w_b \geq w_{b3}
 \end{aligned}
 \tag{7}$$

where τ is the bond stress to a given slip w_b ; τ_{max} is the maximum bond stress; τ_f is the final bond stress; w_{b1} is the slip related to the maximum bond stress; w_{b3} is the slip at the moment when the bond stress reaches its end point.

4. Experimental program

The experimental program, presented here, has been performed by Silva [1] and is also described in Silva [20]. The steel-concrete bond was evaluated on two concrete mixtures corresponding to strength classes 25 MPa and 45 MPa (C25 and C45) and three diameters of the steel bars (8mm, 10mm and 12.5mm) (reinforced bars type CA-50, ABNT NBR 7480 [21]). For each combination described, six specimens were tested, totaling 108 pull-out tests.

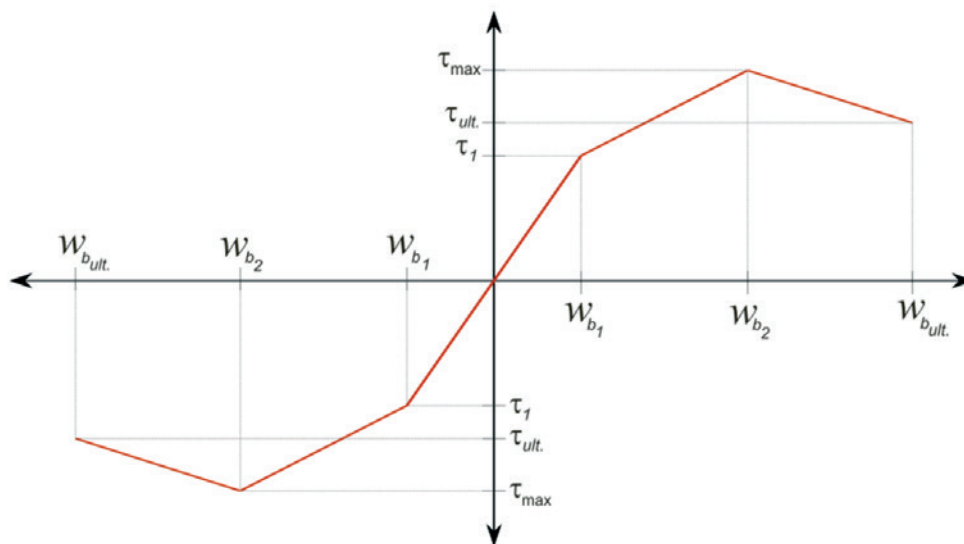
4.1 Materials

For the manufacture of concrete was used cement type CPV-ARI (high early strength Portland cement - ABNT NBR 5733 [22]) with specific mass of 3.05 g/cm^3 , specific apparent mass of 0.90 g/cm^3 and specific surface area (Blaine) of $4768 \text{ cm}^2/\text{g}$. The fine aggregate was medium sand with fineness modulus of 2.15, specific mass of 2.61 g/cm^3 , and maximum nominal size of 4.75 mm . The coarse aggregate was crushed basaltic, with fineness modulus equal to 6.48, specific mass of 2.90 g/cm^3 and a maximum nominal size of 19.0 mm . The additive used was a polycarboxylate-based third-generation superplasticizer, which according to the manufacturer has a density of 1.08 g/cm^3 , solid content of 30 and a pH of 4.42.

The slump was fixed at $10 \pm 2 \text{ cm}$. In order to limit the w/c ratio it accepted superplasticizer additive content of 0.26 in relation to the cement mass, for both concrete mixtures. Table 1 shows the mixture proportions of concrete C25 and C45.

To analyze the mechanical properties of concrete were made cylindrical specimens with 10cm diameter and 20cm high. For each rupture age three specimens were molded, according to ABNT NBR 5738 [23]. They were compacted using a vibrating table completed in two concrete layers of 10s duration per layer. The cure

Figure 6 – Bond Stress–Slip law proposed by Hawkins (19)



was performed in a humid chamber at relative humidity above 95 and temperature of $23 \pm 2^\circ C$.

To characterize the concrete produced, compressive strength tests were performed according to ABNT NBR 5739 [24]; tensile strength of concrete by diametral compression according to ABNT NBR 7222 [25], and elastic modulus of elasticity of concrete, according to ABNT NBR 8522 [26]. Table 2 shows the results, indicating the average and the standard deviation of the sample consisting of three specimens for each age and type of test.

The ribbed steel bars (type CA-50), used to generate the specimens for the bond tests, were characterized according to ABNT NBR 7480 [21]. This standard specifies that the yield stress of the steel bars is at least $500 MPa$ and tensile strength is 10% greater than this value. For each diameter (8mm, 10mm and 12.5mm), three 60cm long specimens were tested. The results are shown in Table 3.

4.2 Experimental pull-out test

The Pull-Out Test (POT) is standardized by RILEM/CEB/FIB [27] and consists of plucking a steel bar integrated into a concrete

Table 2 – Mechanical properties of concrete

Mechanical properties - concrete (28 days)	C25	C45
Compressive strength - f_{cm} (MPa) (Std. dev.)	27.8 (1.6)	49.3 (1.6)
Tensile strength by diametral compression - f_{ctm} (MPa) (Std. dev.)	3.28 (0.23)	4.60 (0.22)
Elastic modulus - E_c (GPa) (Std. dev.)	36.10 (2.82)	46.85 (0.28)

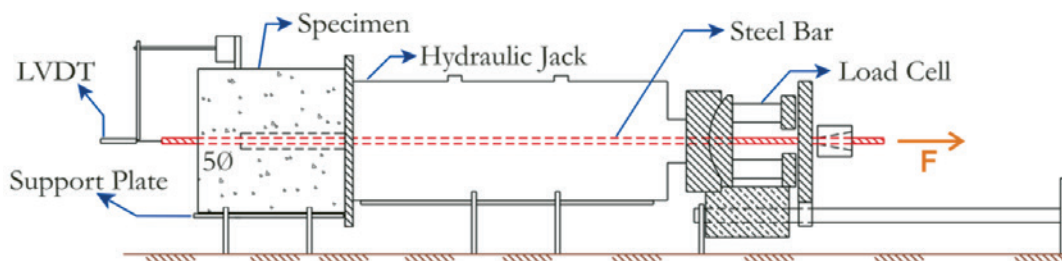
Table 1 – Mixture proportions of concrete (kg / m³)

Material	C25	C45
Cement Portland	318.33	502.99
Fine aggregate	933.65	777.76
Coarse aggregate	958.09	977.01
Water	200.64	192.38
Superplasticizer	0.83	1.31
Water/Cement	0.61	0.37

Table 3 – Characterization of the reinforced bars with nominal diameter \varnothing (mm)

Properties	8.0	10.0	12.5
Yield stress f_y (MPa) (Std. dev.)	625.0 (0.7)	620.0 (2.1)	580.0 (3.1)
Tensile strength f_{st} (MPa) (Std. dev.)	777.0 (3.5)	782.0 (1.4)	743.0 (2.6)
Linear mass (kg/m)	0.398 (0.004)	0.610 (0.005)	0.956 (0.005)

Figure 7 - Characterization of the pull-out test



specimen. This test has aimed to study the relationship between bond stress and bond loss of the steel bar. Both ends of the bar are designed for out of the specimen, so that, the pull-out force is applied at one end while the bond loss is measured at the opposite end (Figure 7).

The specimen is cubic with dimension ten times the diameter of the bar ($10\varnothing$), the minimum size is 20cm and the bond length is fixed at five times the diameter of the bar ($5\varnothing$). Figure 8 shows concreting in the metal mold on a vibrating table and the pull-out specimens.

The system pull-out to method POT was mounted on a movable support properly leveled. For application of force was used a hydraulic jack with a capacity of 600kN , connected to a manual pump pressure which was applied pulling force at one end of the bar, who reacted against the specimen. Figure 7 illustrates a sche-

matic with the method POT. The pullout force was measured by the load cell and the linear displacement by LVDT.

These data were collected through the data acquisition system (QuantumX) and visualized through the computer program (CatmanEasy), both from HBM. With this system it was possible to obtain the force versus displacement curves.

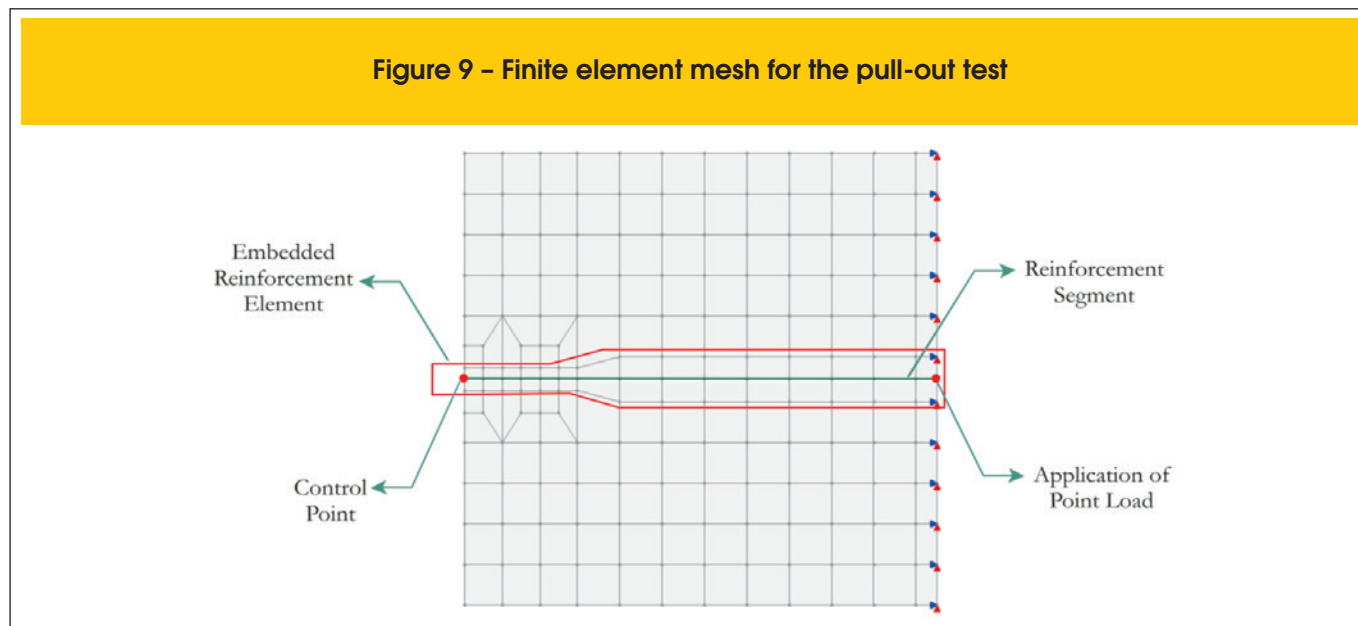
The bond strength (τ) is calculated according to Equation (8), where F is the pullout force and \varnothing is the diameter of the steel bar.

$$\tau = \frac{F}{5\pi \varnothing^2} \quad (8)$$

Figure 8 - Concreting in metallic mold on a vibrating table (a); specimens POT concreted (b)



Figure 9 – Finite element mesh for the pull-out test



5. Numerical simulations of pull-out test

The pull-out tests above described were simulated using the *IN-SANE* tools for the analysis of reinforced concrete. The microplane model proposed by Leukart and Ramm [8] combined with the equivalent strain defined by de Vree [12] was used for representing the concrete. The steel was represented by an elastoplastic stress-strain law inside the embedded reinforcement model proposed by Elwi and Hruday [16], combined with the bond stress-slip laws proposed by Eligehausen [18] and Hawkins [19].

Figure 9 illustrates the finite element mesh adopted: 132 four-node quadrilateral finite elements (with 2 x 2 integration points) to represent the concrete and 15 embedded reinforcement elements (with 2 integration points) to characterize the steel.

According to the experimental data, the following material parameters have been adopted: Young's Modulus $E_c = 36100 MPa$

and Poisson ratio $\nu_c = 0.15$, for concrete **C25**; Young's Modulus $E_c = 46850 MPa$ and Poisson ratio $\nu_c = 0.20$, for concrete **C45**; Young's Modulus $E_s = 210000 MPa$ and Yielding Stress $f_y = 625 MPa$ (8mm), $f_y = 620 MPa$ (10mm), $f_y = 580 MPa$ (12.5mm), for steel.

By fitting the unidimensional behavior observed from the experimental data, it was possible to obtain the numerical parameters to the exponential damage law based on the equivalent strain defined by de Vree [12]. The following values were found (see equation 1 and 2): $\alpha = 0.950$, $\beta = 2200$, for concrete **C25** and **C45**; $\kappa_0 = 0.000103$, $k_1 = 0.630$ and $k_2 = 0.2675$ for **C25**; $\kappa_0 = 0.000103$, $k_1 = 0.7556$ and $k_2 = 0.1943$ for **C45**.

For consideration of bond loss, according to laws proposed by Eligehausen [18] and Hawkins [19], the parameters presented in Tables 4, 5, 6 and 7 were used (Figures 5 and 6).

Table 4 – Parameters for the Eligehausen bond law for concrete C25

Bar of 8.0 mm		
$w_{b1} = 0.75 \text{ mm}$	$w_{b2} = 1.25 \text{ mm}$	$w_{b3} = 5.00 \text{ mm}$
$\alpha = 0.40 \text{ mm}$	$\tau_{max} = 16.50 \text{ Mpa}$	$\tau_f = 6.00 \text{ Mpa}$
Bar of 10.0 mm		
$w_{b1} = 0.45 \text{ mm}$	$w_{b2} = 1.00 \text{ mm}$	$w_{b3} = 5.00 \text{ mm}$
$\alpha = 0.40 \text{ mm}$	$\tau_{max} = 20.00 \text{ Mpa}$	$\tau_f = 7.00 \text{ Mpa}$
Bar of 12.5 mm		
$w_{b1} = 0.30 \text{ mm}$	$w_{b2} = 0.90 \text{ mm}$	$w_{b3} = 5.00 \text{ mm}$
$\alpha = 0.40 \text{ mm}$	$\tau_{max} = 22.50 \text{ Mpa}$	$\tau_f = 9.00 \text{ Mpa}$

Table 5 – Parameters for the Eligehausen bond law for concrete C45

Bar of 8.0 mm		
$w_{b1} = 0.30 \text{ mm}$	$w_{b2} = 1.00 \text{ mm}$	$w_{b3} = 5.00 \text{ mm}$
$\alpha = 0.40 \text{ mm}$	$\tau_{max} = 23.50 \text{ Mpa}$	$\tau_f = 9.00 \text{ Mpa}$
Bar of 10.0 mm		
$w_{b1} = 0.30 \text{ mm}$	$w_{b2} = 1.00 \text{ mm}$	$w_{b3} = 5.50 \text{ mm}$
$\alpha = 0.40 \text{ mm}$	$\tau_{max} = 26.00 \text{ Mpa}$	$\tau_f = 12.50 \text{ Mpa}$
Bar of 12.5 mm		
$w_{b1} = 0.30 \text{ mm}$	$w_{b2} = 1.00 \text{ mm}$	$w_{b3} = 6.00 \text{ mm}$
$\alpha = 0.40 \text{ mm}$	$\tau_{max} = 29.00 \text{ Mpa}$	$\tau_f = 15.50 \text{ Mpa}$

Table 6 – Parameters for the Hawkins bond law for concrete C25

Bar of 8.0 mm		
$w_{b1} = 0.25$ mm	$w_{b2} = 1.15$ mm	$w_{bult} = 4.85$ mm
$\tau_1 = 11.50$ Mpa	$\tau_{max} = 16.50$ Mpa	$\tau_{ult} = 6.00$ Mpa
Bar of 10.0 mm		
$w_{b1} = 0.10$ mm	$w_{b2} = 0.75$ mm	$w_{bult} = 5.10$ mm
$\tau_1 = 13.00$ Mpa	$\tau_{max} = 20.00$ Mpa	$\tau_{ult} = 7.00$ Mpa
Bar of 12.5 mm		
$w_{b1} = 0.10$ mm	$w_{b2} = 0.60$ mm	$w_{bult} = 5.30$ mm
$\tau_1 = 16.50$ Mpa	$\tau_{max} = 22.50$ Mpa	$\tau_{ult} = 9.00$ Mpa

Table 7 – Parameters for the Hawkins bond law for concrete C45

Bar of 8.0 mm		
$w_{b1} = 0.10$ mm	$w_{b2} = 0.75$ mm	$w_{bult} = 4.85$ mm
$\tau_1 = 17.00$ Mpa	$\tau_{max} = 23.50$ Mpa	$\tau_{ult} = 9.00$ Mpa
Bar of 10.0 mm		
$w_{b1} = 0.10$ mm	$w_{b2} = 1.10$ mm	$w_{bult} = 5.20$ mm
$\tau_1 = 23.50$ Mpa	$\tau_{max} = 27.00$ Mpa	$\tau_{ult} = 12.50$ Mpa
Bar of 12.5 mm		
$w_{b1} = 0.10$ mm	$w_{b2} = 0.90$ mm	$w_{bult} = 6.10$ mm
$\tau_1 = 27.50$ Mpa	$\tau_{max} = 29.00$ Mpa	$\tau_{ult} = 15.50$ Mpa

Figure 10 – Experimental and FEM results for concretes C25 and C45 and reinforcing bars of 8mm, 10mm and 12.5mm

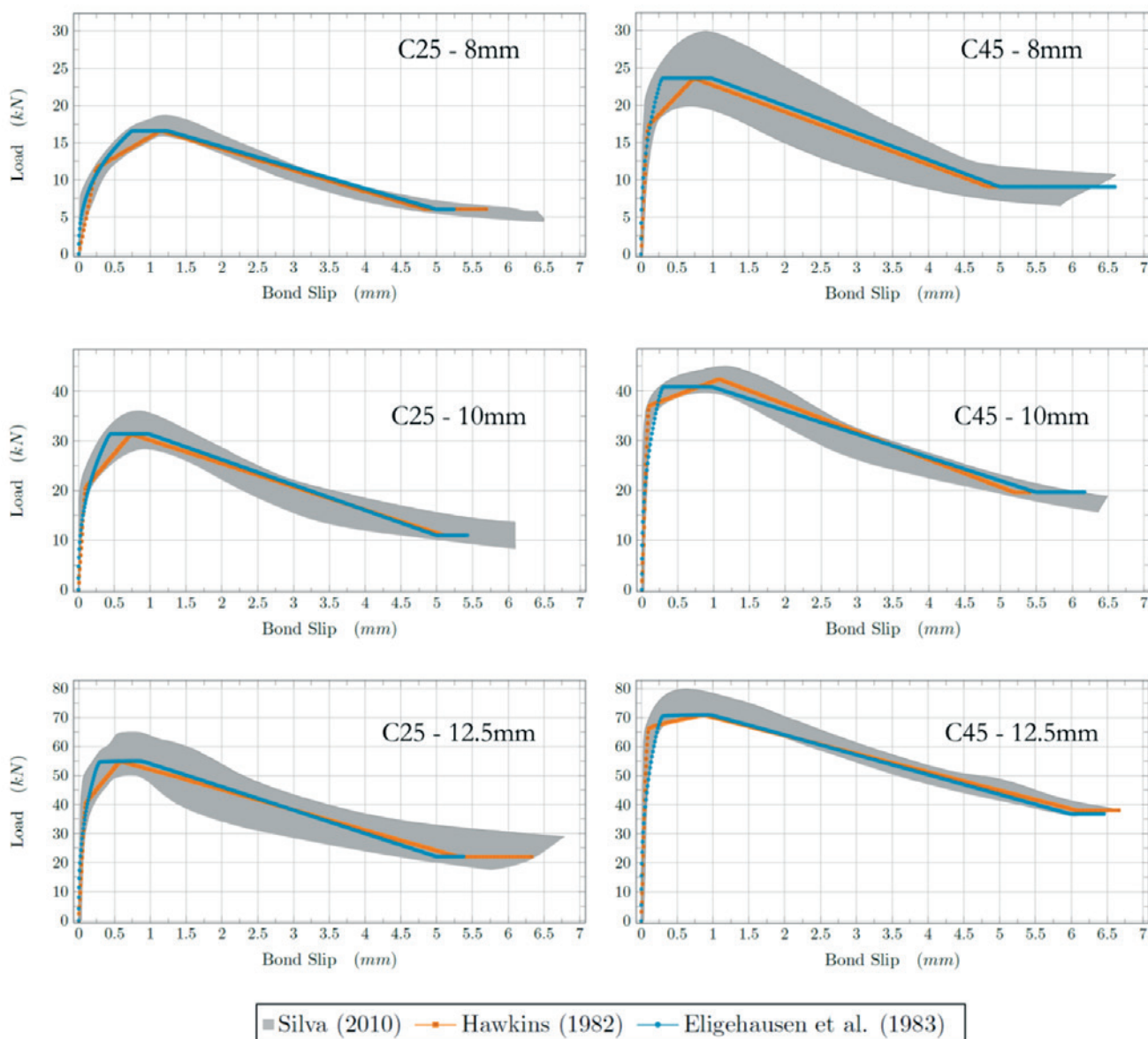
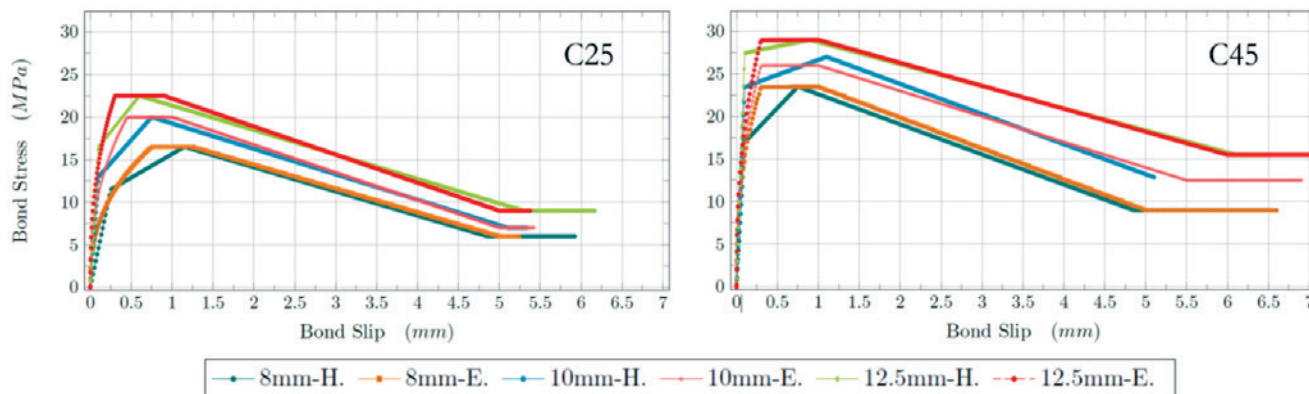


Figure 11 – FEM results for bond stress×slip curves for Eligehausen (E) and Hawkins (H) bond laws



Nonlinear simulations have been performed under the assumption of plane stress conditions and using generalized displacement control method (Yang and Shieh [28]), initial load factor equal to 0.080 and 0.040 for Eligehausen [18] and Hawkins [19] bond laws, respectively, and tolerance of 1×10^{-4} .

The results of the numerical simulations, together the range of experimental data, can be seen in Figure 10, referring to concrete **C25** and **C45**, and to bar diameters of **8mm**, **10mm** and **12.5mm**. Figure 10 shows good agreement between the experimental and numerical results for the six combinations of two concretes and three reinforcing bars. Both, the Eligehausen and Hawkins laws represented well the experimental range. Clearly, the Eligehausen law has represented better because of its nonlinear nature. This feature was very important, mainly for load levels near of the load limits, when the behavior is strongly nonlinear.

The curves bond stress × slip for all simulations can be seen in Figure 11. By comparing Figures 11 and 10, it can be observed

that the curves load × slip (Fig. 10) and bond stress × slip (Fig. 11) have the same shapes. It is also observed that the bond stress and slip limits of the Figure 11 are almost equals to the ones used as input values (Tables 4, 5, 6 and 7). These observations allows to conclude that structural behavior of the test and the local behavior of the concrete-steel interface are almost the same, highlighting the pertinence of the RILEM's test to study local interactions between the two materials. The observations also allow concluding that, despite the sophistication of the constitutive model used for concrete, it was not so important for this FEM analysis.

In spite of good agreement between experimental and FEM analysis, as showed in Figure 10, the FEM results for C45-12.5mm were obtained using a lower limit of bond stress (29 MPa). For all analysis performed with bond stress limit larger than 29 MPa the incremental-iterative process stops at the same load level (71.176 kN), as illustrated in Figure 12 (points A and B).

Figure 12 – Experimental and FEM results for concrete C45 and reinforcing bars of 12.5mm

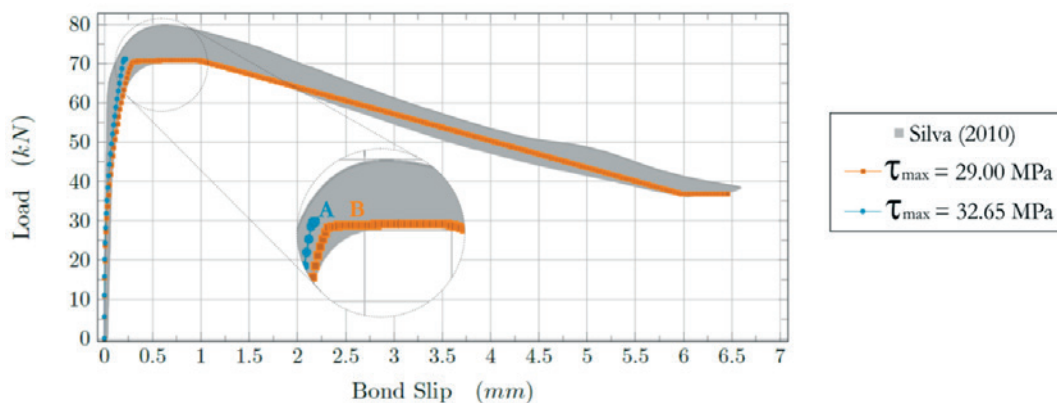
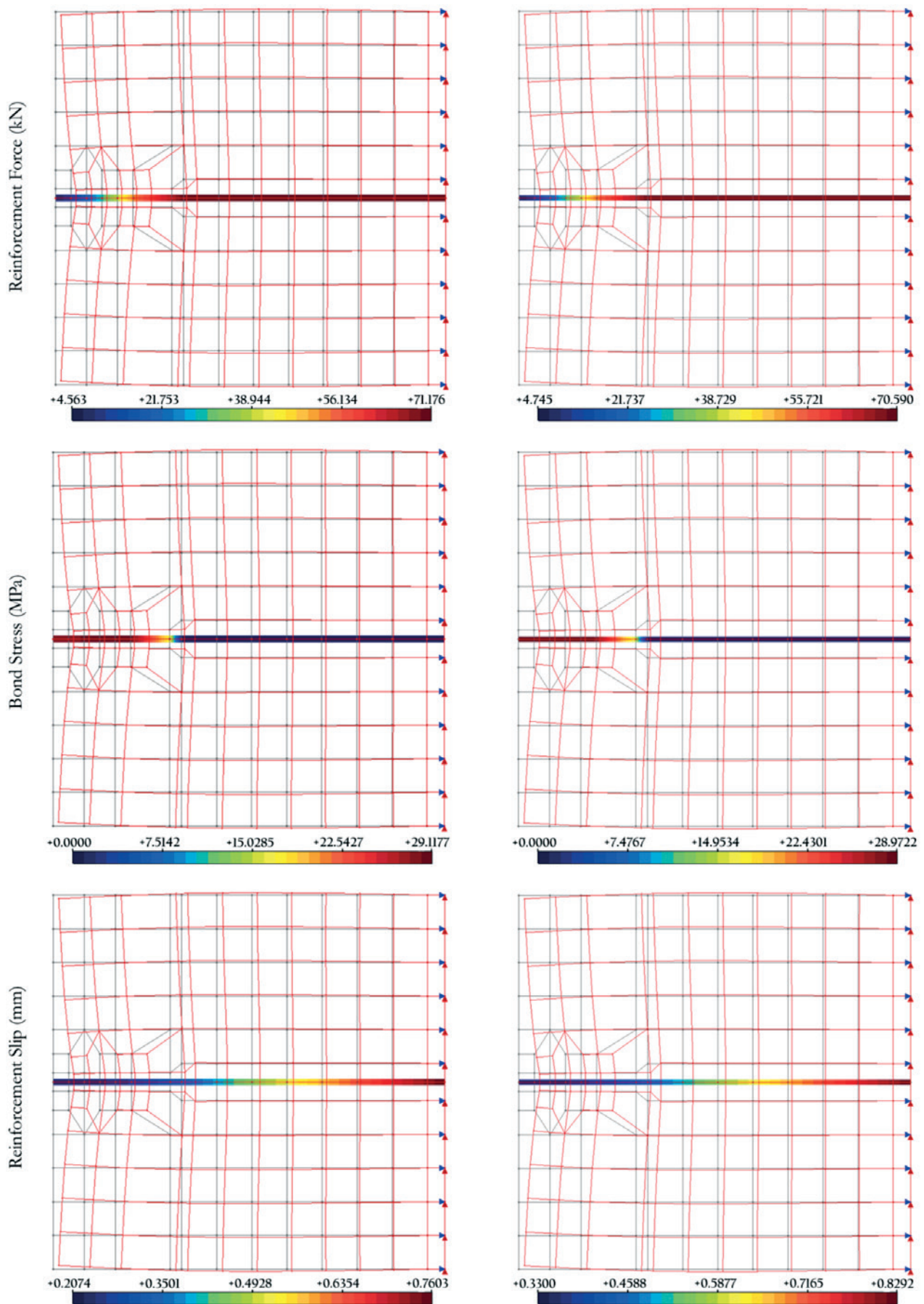


Figure 13 - Mesh's deformed shape and variation of the reinforcement force, bond stress and reinforcement slip, corresponding to the points A and B of the Figure 12



In order to explain this occurrence, Figure 13 shows the variation of the reinforcement force, bond stress and reinforcement slip, as well as the mesh's deformed shape, corresponding to the points A (right images) and B (left images) of the Figure 12.

As can be seen in Figure 13, the maximum values for reinforcement force, bond stress and reinforcement slip are: 71.176 kN , 29.1177 MPa and 0.7603 mm for point A (see Fig. 12), and 70.590 kN , 28.9722 MPa and 0.8292 mm for point B (see Fig. 12). These values, as well as the general behavior illustrated in Figure 13, are very close to the input data of Table 7, highlighting again the local nature of the phenomenon. Also, it is observed that the reinforcement force for point A (71.176 kN) corresponds to the steel yield stress, according with experimental values (Table 3), and this is the reason because the incremental-iterative process stops. So, this analysis allows concluding that, for this case (C45-12.5 mm), the reinforcement yielding limits the development of transfer mechanisms at the interface steel-concrete. Although, it was noted the occurrence, for all experimental tests for this case (C45-12.5 mm), of the failure by pullout, the experimental values in Table 3, shows that this failure was on the threshold of the steel yield strength, contributing to the statement obtained from the numerical simulations presented.

6. Final remarks

The numerical results obtained from the use of Microplane Constitutive Model combined with an Embedded Reinforcement Model and two bond stress-slip laws were compared with the experimental results and a good agreement was observed.

Also was observed a good representation of the actual behavior of the RILEM/CEB/FIB [27] Pull-Out test, using the proposed combination, highlighting the pertinence of the RILEM proposal to study the local behavior of the concrete-steel interface.

A correlation between numerical and experimental results and some parameters validates the proposed combination and identifies the significance of such parameters on response.

So, it can conclude that such combination enables a realistic representation of the behavior of the bond loss between the reinforcement and concrete.

In the simulations of the RILEM's tests presented in this paper, the concrete constitutive model was not so important due the local nature of such tests. However, the combined effects of concrete nonlinearity and bond-slip are very important and should always be included in general finite element models because, in damaged regions, there are peaks of bond stress due to the intensification of transfer effort at the interface between cracked areas and intact ones.

Aiming to expand the knowledge about this theme, new simulations must be performed using the *INSANE* tools for reinforced concrete structures, such as: the extensive library of constitutive models for concrete, the discrete approach models for reinforcement including interface finite elements for bond slip consideration.

7. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the important support of FAPEMIG (in Portuguese "Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais" - Grant PPM-00310-13), FAPESP (in Portuguese "Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo" - Processo 08/57743-7) and of CNPq (in Portuguese "Conselho

Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico" – Grant 308785/2014-2).

8. Nomenclature

- F - Pullout force (kN);
- \emptyset - Diameter of steel bar (mm);
- E_c - Elastic modulus of elasticity of concrete (GPa);
- POT - Pull-Out Test (RILEM/CEB/FIP RC6: 1983);
- f_{cm} - Compressive strength of concrete average (MPa);
- f_{ctm} - Tensile strength of concrete by diametral compression average (MPa);
- f_y - Yield stress of steel (MPa);
- f_{st} - Tensile strength of steel (MPa);
- τ - Steel-Concrete Bond strength (MPa);
- τ_{max} - Steel-Concrete Maximum bond strength (MPa);
- τ_i - Steel-Concrete initial bond strength (MPa);
- τ_{ult} - Steel-Concrete ultimate bond strength (MPa).

9. References

- [1] SILVA, B. V. Investigação do Potencial dos Ensaios Apulot e Pull-Out para Estimativa da Resistência a Compressão do Concreto. Master's Thesis. Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, SP, Brazil, 2010.
- [2] MOHR, O. Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch Eines Materiales? 1900. Cited in Leukart [7].
- [3] TAYLOR, G. I. Plastic Strains in Metals. Journal of the Institute of Metals, v. 62, p. 307-324, 1938. Cited in Leukart [7].
- [4] BAŽANT, Z. P.; GAMBAROVA, P. G. Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model. Journal of Structural Engineering, v. 110, p. 2015-2035, 1984.
- [5] CAROL I.; JIRÁSEK M.; BAŽANT Z. P. A thermodynamically consistent approach to microplane theory. I. Free energy and consistent Microplane stresses. International Journal of Solids Structures, v. 38, p. 2921-2931, 2001.
- [6] OŽBOLT J.; LI Y.; I. KOŽAR. Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint. International Journal of Solids Structures, v. 38, p. 2683-2711. 2001.
- [7] CAROL I.; JIRÁSEK M.; BAŽANT Z. P. A framework for microplane models at large strain, with application to hyper elasticity. International Journal of Solids Structures, v. 41, p. 511-557, 2004.
- [7] LEUKART, M. Kombinierte Anisotrope Schädigung und Plastizität bei Kohäsiven Reibungsmaterialien. Ph.D. Thesis, Universität Stuttgart, German, 2005.
- [8] LEUKART, M.; RAMM, E. Identification and Interpretation of Microplane Material Laws. Journal of Engineering Mechanics, v. 132, p. 295-305, 2006.
- [9] WOLENSKI, A. R. V. Ambiente Teórico-Computacional Unificado para Modelos Constitutivos: Inclusão de Modelo de Microplanos. Master's Thesis. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brazil, 2013.
- [10] WOLENSKI, A. R. V.; MONTEIRO, A. B.; PENNA, S. S.; PITANGUEIRA, R. L. S. Simulações Numéricas de Estruturas de Concreto Usando um Modelo de Microplanos. In.: 55º Congresso Brasileiro do Concreto. Gramado, RS, Brazil, 2013.

- [11] PENNA, S. S. Formulação Multipotencial para Modelos de Degradação Elástica: Unificação Teórica, Proposta de Novo Modelo, Implementação Computacional e Modelagem de Estruturas de Concreto. Ph.D. Thesis. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brazil, 2011.
- [12] de VREE, J. H. P.; BREKELMANS, W. A. M.; van GILS, M. A. J. Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics. *Computer and Structures*, v. 55, p. 581-588, 1995.
- [13] NGO, D.; SCORDELIS, A. C. Finite element analysis of re-inforced concrete beams. *Journal of ACI*, v. 64, p. 152-163, 1967.
- [14] S. BALAKRISHNA; D. W. MURRAY. Prediction of response of concrete beam sand panels by nonlinear finite element analysis. *IABSE Reports*, p. 393-404, 1987.
- [15] R. J. ALLWOOD; A. A. BAJARWAN, A new method for modelling reinforcement and bond in finite element analysis of re-inforced concrete, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, v. 26 p. 833-844, 1989.
- [16] ELWI, A. E.; HRUDEY, T. M. Finite Element Model for Curved Embedded Reinforcement. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 115, p. 740 754, 1988.
- [17] de CASTRO, S. S. Framework Teórico e Computacional para Estruturas de Concreto Armado: Implementação de Modelos de Armadura e Aderência. Master's Thesis. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brazil, 2013.
- [18] ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E. P., BERTORO, V. V., Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations. *Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley*, p. 169, 1983.
- [19] HAWKINS, N.; LIN, I. J.; JEANG, F. L. Local Bond Strength of Concrete for Cyclic Reversed Loadings, 1982.
- [20] SILVA, B. V.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M. S. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: part 1. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 6, p. 715-736, 2013.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007 [In Portuguese].
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991 [In Portuguese].
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003 [In Portuguese].
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007 [In Portuguese].
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e Argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010 [In Portuguese].
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008 [In Portuguese].
- [27] RILEM/CEB/FIB. Bond Test for Reinforcing Steel: Pull-Out Test - RC 6. Comité Euro-International Du Béton, Paris. 1983.
- [28] YANG, Y. B.; SHIEH, M. S. Solution method for nonlinear problems with multiple critical points. *AIAA Journal*, v. 28, p. 2110-2116. 1990.

Influence of the concrete structural configuration in the seismic response

Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado

L. A. P. PEÑA^a
alejandrop@unb.br

G. N. D. DE CARVALHO^a
graciela@unb.br

Abstract

The recent increase in seismic records in Brazil boosted the publication of NBR 15421 (ABNT, 2006) - Design of Earthquake-Resistant Structures- which requires the seismic loads to be considered in the design due to the dissipation of energy in the inelastic regime structures and seismicity of the Brazilian territory. Many buildings built before the publication of this code were not designed to withstand seismic activity, increasing its fragility and vulnerability to earthquakes of any intensity. Some of these buildings were designed and built with irregular distributions of mass, stiffness or resistance over its height, which can lead to insufficient seismic performance. Therefore, it is essential for engineers to understand the seismic response of structures with irregular distributions of mass, stiffness or resistance along its height, which are referred to in this paper as structures with irregularities. In this sense, the aim of this work is to evaluate the seismic behavior of a reinforced concrete structure with horizontal structural irregularities by observing their influence in the loss of the ability to resist lateral loads and energy dissipation. For this purpose, were used the Equivalent Lateral Force (ELF) Method, Modal Response Spectrum (RSA) Method and Pushover Analysis, described in NBR15421: 2006 [1] standard and the American Standard FEMA 356 [2]. Similarly, the seismic behavior of models using the capacity spectrum method defined in the ATC-40 [3] was calculated. All results were compared with those obtained from a regular structure classified as the reference model or base case, in order to view the various changes caused by irregularities. The proposed study was carried out numerically and the simulations were performed using CSI ETABS Nonlinear © v9.5 program. The results show that the ability of the structure to withstand collapse depends on the plasticity of its elements and of the adequate details to permit response without critical loss of strength of the structural system.

Keywords: seismic analysis, seismic resistant structures, irregular structures.

Resumo

Os recentes aumentos dos registros de abalos sísmicos no Brasil impulsionaram a publicação da NBR 15421:2006 [1] – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – na qual são definidas as cargas sísmicas a serem consideradas no projeto em função da capacidade de dissipação de energia no regime inelástico das estruturas e da sismicidade do território brasileiro. Algumas edificações construídas antes da publicação dessa norma não foram projetadas para resistir a ações sísmicas aumentando a sua fragilidade e vulnerabilidade para terremotos de qualquer intensidade. Observa-se ainda que alguns desses edifícios foram projetados e construídos com distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência ao longo da sua altura que podem levar a um desempenho sísmico inadequado. Assim, torna-se essencial para os engenheiros e projetistas uma melhor compreensão dos efeitos dos abalos sísmicos no comportamento sísmico de edificações, especialmente aquelas com diversas irregularidades. Por simplicidade, utiliza-se neste trabalho o termo “estruturas irregulares” para referenciar estruturas como as descritas. Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos e com diversas irregularidades introduzidas na planta da mesma, a fim de verificar a influência dessas irregularidades na perda da capacidade de resistir cargas laterais e dissipação de energia, as quais são calculadas utilizando o método dinâmico espectral e uma análise pushover, procedimentos descritos nas normas NBR15421:2006 [1] e na norma americana FEMA 356 [2]. Do mesmo modo, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3]. Todos os resultados são comparados com os obtidos para uma estrutura totalmente regular chamada de caso base ou de referência, com o intuito de visualizar as diversas mudanças provocadas pelas irregularidades. O estudo proposto é realizado de forma numérica e as simulações são feitas no programa CSI ETABS® Nonlinear v9.5 [4]. Os resultados mostram que a capacidade da estrutura dependerá da plasticidade de seus elementos para não colapsar e do detalhamento adequado para garantir o bom funcionamento do sistema resistente.

Palavras-chave: análise sísmica, estruturas resistentes a sismos, estruturas irregulares.

^a Universidade de Brasília, Brasília D.F, Brasil.

1. Introduction

The development of cities and their growing population has leads to a shortage of space and the spread mid-rise buildings. This type of construction can be very vulnerable to one of the most destructive natural phenomena: earthquakes. According to Santos et al. [5] in the smaller buildings of 20 stories, the influence of seismic activity may be as important as the effects of wind.

Brazil is largely in the central region of the South American Plate, which is a stable area. However, part of the country near the edges of the plate, where there have been considerable seismic activity and there is still the possibility of intraplate earthquakes. There are about 40 seismically active faults, including faults in the central region of the South American plate, from north to south. Failure BR-47, for example, cuts the state of Minas Gerais and has already recorded a 4.7-magnitude earthquake in the city of Itacarambi in 2007. Therefore, these conditions have favored the development of a Brazilian Code, NBR 15421:2006 - Design of seismic resistant structures - Procedure [1] - to select locations where structures subject to seismic action require specific actions and controls.

Since 2006, research aiming to evaluate the effects of earthquakes on structures has been increasing in Brazil, but there are few studies compared to countries with high seismic activity and high economic growth. In general, these studies make comparisons between different seismic design standards in South America, as well as the main parameters that influence the natural period of the structure, the importance of seismic acceleration and the type of soil at the site where the building is constructed. The work of Santos et al. [6]; Miranda [7] and Parisenti [8] outlined some of the highlights in this area.

Santos et al. [6] published a comparative study of South American seismic design standards with special attention to the following design parameters of the building: return period for the establishment

of the application of seismic forces, seismic zoning, response spectra design, liquefaction effects, among others. Miranda [7] aimed to estimate the seismic vulnerability in some constructions in a qualitative manner using the Hiroswa method and NBR15421: 2006 [1]. Similarly, Parisenti [8] carried out a study of dynamic analysis of reinforced concrete buildings subjected to earthquakes, aimed at assisting engineers in the implementing the NBR15421: 2006 [1] in structural projects.

Many buildings constructed in the country have asymmetrical floor plans and asymmetrical front elevation. In general, these changes in earthquake-resistant standards are called irregularities and influence the ability of the structure to dissipate the energy generated by earthquakes. In the most of the work done in the country is observed that the study of the influence of these changes on the seismic behavior is rare.

In the international context, several researchers have provided useful information on the study of structural irregularities located in the front elevation, such as Chintanapakdee and Chopra [9] Galíndez [10] Michalis et al. [11] Peña [12] Bobadilla and Chopra [13] Jianmeng et al. [14] Le Trung, et al. [15] and Inan et al. [16].

These researchers worked with a symmetrical (regular) structure, introducing along its height different distributions of mass, stiffness and strength, called vertical irregularities. These irregularities were examined one by one through linear dynamic analysis, nonlinear dynamic analysis and nonlinear static analysis or pushover analysis, in order to know the changes in the structural behavior under seismic actions and the possible failure mechanisms that may arise.

However, researches on the effects of earthquakes on structures that present uneven distribution of mass, stiffness or resistance located on the floor plans of the buildings seems to be insufficient. This work aims to study the seismic behavior of a reinforced concrete structure with eight floors and various horizontal structural irregularities located in floor plan, in order to evaluate the influence

Figure 1 - Floor plant a frontal view of the reference model

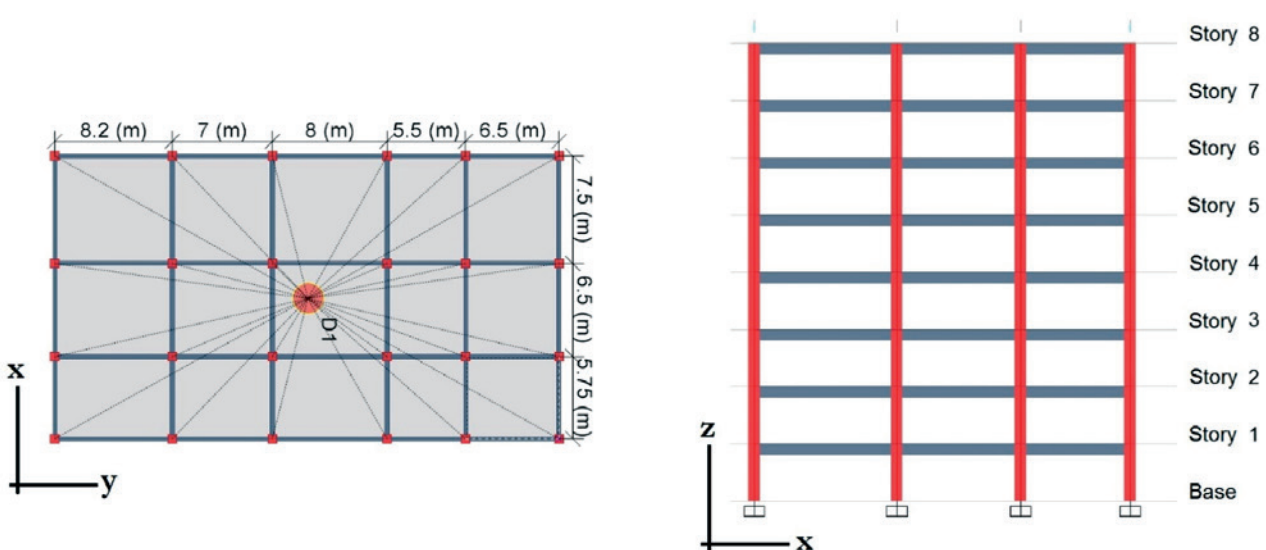
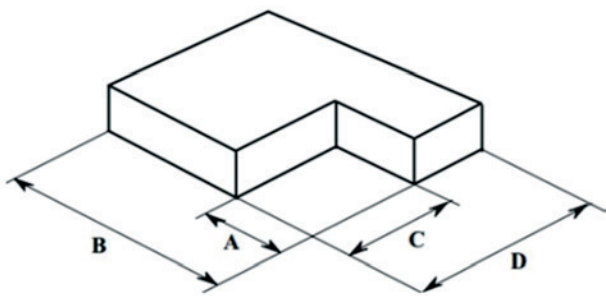
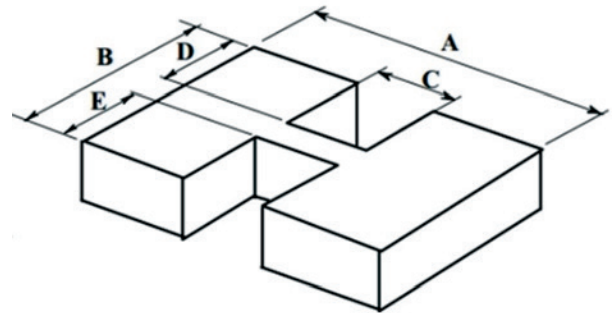


Figure 2 - Horizontal structural irregularities - (a) re-entrant corner irregularity; (b) diaphragm discontinuity irregularity



$$A > 0,15B \text{ y } C > 0,15D$$

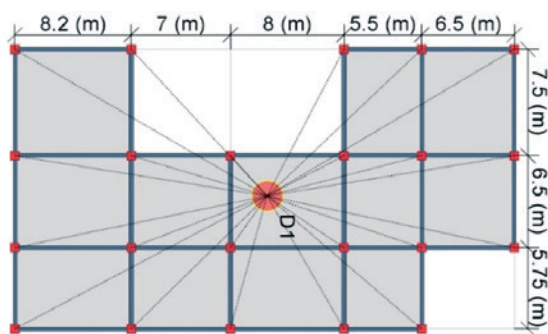
A



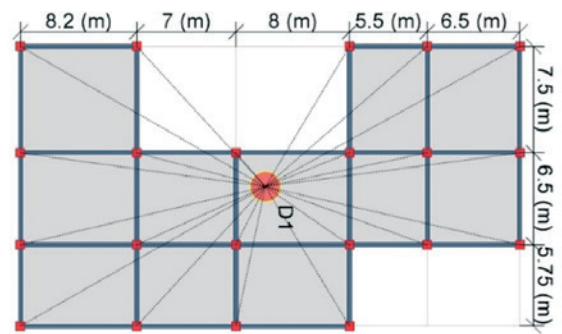
$$(Cx D) + (Cx E) > 0,5Ax B$$

B

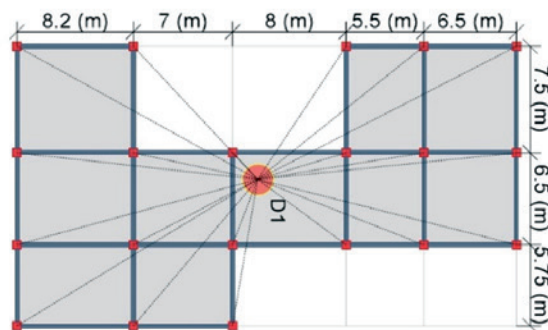
Figure 3 - Models with irregularities



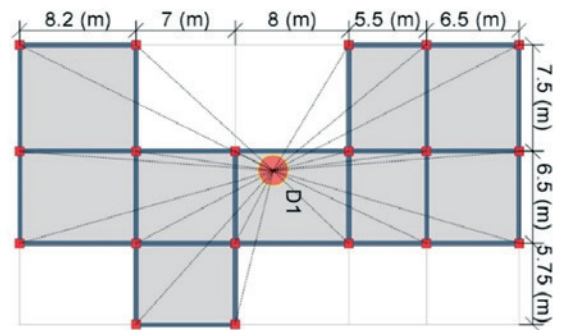
MODEL 1



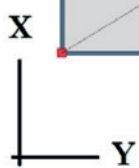
MODEL 2



MODEL 3



MODEL 4



of such irregularities in the loss of the ability to resist lateral loads and the ductility. For this purpose the Equivalent Lateral Force Analysis, Modal Response Spectrum Analysis and Pushover Analysis, described in NBR15421: 2006 [1] standard and the American Standard FEMA 356 [2], are used. In addition, the seismic performance of the models using the capacity spectrum method defined in the American Standard ATC-40 [3] was calculated.

2. Methodology

A symmetrical building as shown in Figure [1] was initially considered. This building has a rectangular plan of 19.75 m x 35.2 m and consists of special reinforced concrete frames, columns of 60 x 60 cm and beams of 28 x 60 cm. The height between floors is 3 meters and the total height is 24 m, hypothetically located in the city of Brasilia. Elevators, escalators, electrical construction, sanitary hydroelectric systems, air conditioning, among others, were not considered in the structural model except the lid of the water tank. The properties of the materials used in this work are provided by NBR 6118: 2014 [17]:

- Compressive concrete characteristic strength (f_{ck}) = 21 MPa;
- Modulus of elasticity of concrete (E_c) = 210.00 MPa;
- Unit weight of concrete (γ) = 25 kN/m³;
- Characteristic strength of steel or yield strength (f_y) = 410 Mpa;
- Modulus of elasticity of steel (E_s) = 200000 MPa.

To assess the response of the model shown in Figure [1], each floor slabs were modeled as rigid diaphragms considering NBR15421:2006 [1], indicating that the rigid diaphragm is considered if the width to depth ratio of the diaphragm is less than three. These diaphragms are horizontal three-dimensional structures, where one of their main functions is to distribute the horizontal forces to the vertical resisting elements in direct proportion to the relative rigidity. The diaphragm is not deformed and likewise causes each vertical member to deflect the same amount.

In the structure of Figure [1] the center of the rigid diaphragm "D1" coincides with the center of mass and the center of rigidity of the floor plan. Therefore, this structure can be considered symmetrical in the horizontal, which is the reference model in numerical analysis. In this reference model were introduced two types of horizontal irregularities defined in NBR 15421:2006 [1] as "re-entrant corner irregularity" and "diaphragm discontinuity irregularity", illustrated in Figure [2]. In Figure [2a], the letters "B" and "D" correspond to the length and width of the structure, "A" and "C" characterize the irregularity. In the case of Figure [2b], "A" corresponds to the length of the structure, "B" indicated the width of the structure while "E", "D" and "C" characterize the irregularity.

For modeling and analysis of these irregularities, four models were defined and are shown in Figure [3], in which the irregularities indicated in Figure [2] were located in many parts of the structure repeating on every floor of the same.

Numerical analysis was conducted in two stages. The first stage, for each model a static and dynamic analysis was performed to calculate the absolute displacements and story drift in order to estimate the lateral stiffness of each model. The methods used in this stage are elucidated in the NBR 15421:2006 [1]: Equivalent Lateral Force Analysis (ELF) and Modal Response Spectrum Analysis (RSA). In the second stage, employed a nonlinear static pushover analysis to estimate the loss of lateral stiffness and dissipation of energy due to the introduction of irregularities in the reference model. FEMA 356 [2] explains this method. Finally, the seismic performance of the models was calculated using the Capacity Spectrum Method defined in in ATC-40 [3] standard.

2.1 Computational tool

In this study, all analyses were performed with ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) program. ETABS [4] is a computational program based on the Finite Element

Figure 4 - (a) Frame object; (b) Shell object

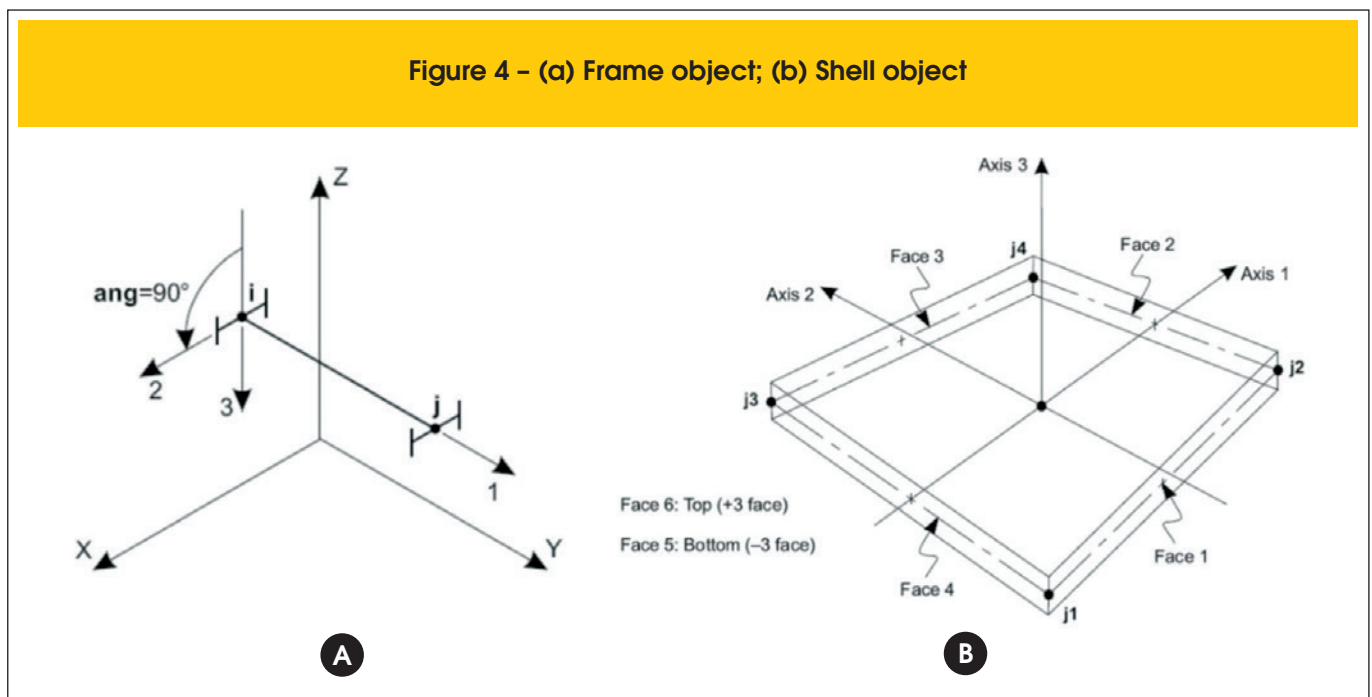
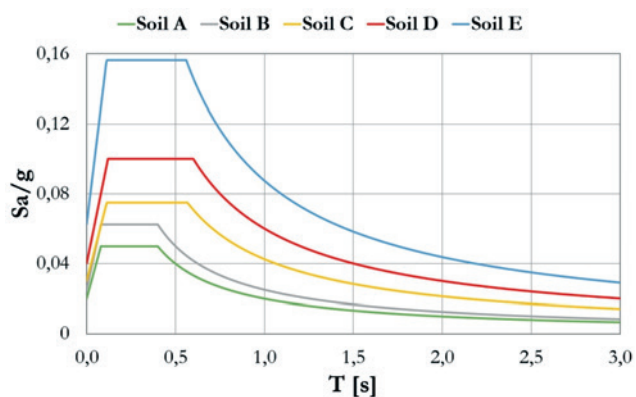


Figure 5 - Brasília response spectra for $a_g < 0,10g$ - NBR 15421:2006 (1)



Method for the analysis and structural design of buildings. In this program, beams and columns are modeled with *Frame* element. This element has two nodes denoted by *I* and *J* with six degrees of freedom per node: three translations and three rotations on the axes 1, 2 and 3. The *Frame* element used is shown in Figure [4a]. To represent the concrete slabs was employed a *Shell* element, illustrated in Figure [4b]. This element has four nodes (*j1, j2, j3, j4*) with six degrees of freedom, three translations called *U1, U2* and *U3* and three rotations denoted by *R1, R2, R3*.

3. Numerical simulations

As mentioned, the numerical analysis was performed in two stages. On the first stage, the Equivalent Lateral Force (ELF) Method and Response Spectrum (RSA) Method (given by NBR 15421:2006 [1]) to calculate the seismic response and story drift were used. These values were calculated on the center of mass of floor plan. On the second stage, the pushover technique (given by FEMA 356 [2]) was used to estimate the capacity of the structure to resist lateral loads as soon as new irregularities are introduced in the models. Torsion occurs under the action of seismic forces when the cen-

Table 1 - Natural frequencies and associated modes of vibration to each model

Reference model				Model 1			
# modes of vibration	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)	# modes of vibration	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,983	77,16	0,78	1	0,935	78,94	0,0011
2	0,958	78,26	79,95	2	0,929	78,96	80,1
3	0,858	80,72	80,97	3	0,855	80,62	80,71
4	0,308	90,47	81,1	4	0,293	90,67	80,71
5	0,301	90,65	90,94	5	0,291	90,67	90,91

Model 2				Model 3			
# modes of vibration	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)	# modes of vibration	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,939	72,76	7,48	1	0,934	79,98	0,3
2	0,934	80,29	80,63	2	0,922	80,28	80,63
3	0,868	80,55	80,67	3	0,87	80,47	80,63
4	0,294	89,72	81,75	4	0,292	90,8	80,66
5	0,292	90,81	90,87	5	0,288	90,83	90,88

Model 4			
# modes of vibration	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,927	80,32	0,0004
2	0,907	80,33	78,54
3	0,87	80,38	80,58
4	0,289	90,77	80,58
5	0,284	90,77	90,7

ter of mass of a building does not match the center of stiffness. In order to prevent elevated values of torsion on the floor plan of the models of Figures [1] and [3], was verified that the distance between the center of stiffness and the center of mass parallel to each major axis was lower than 5 percent of the greatest width of the floor plan parallel to that axis.

3.1 First stage

It is considered that the building of Figure [1] is used for residence and is located in Brasilia City. The characteristic soil of Brasilia is a porous clay with SPT larger than 40 ($N = 40$) (Alves [18]). From these information and following the NBR 15421:2006 [1], assumed that:

- Seismic zone zero;
- Soil Type D (hard ground) - SPT with $N = 40$;
- The response modification factor of one ($R = 1$) for all models, therefore, the seismic base shear forces obtained are elastic;
- Importance Factor of one ($I = 1$).

According to NBR 15421:2006 [1], the response spectrum for horizontal accelerations corresponds to the maximum elastic response of a system of one degree of freedom with a fraction of critical damping equal to 5 percent. Thus, in the spectral analysis was considered a horizontal seismic acceleration $0.025g$ (zone 0 - GMT) and the spectrum shown in Figure [5], the curve corresponding to soil type D.

In the ETABS [4] program it is possible to make a spectral analysis introducing the response spectra and the damping ratio, but it is necessary to set the number of vibration modes. According to Chopra [19] must be considered three modes of vibration per floor, therefore, used in each model 24-vibration modes.

In the modal spectral analysis must consider all modes that have significant contributions to the to the structure's response. The

number of modes used in the analysis must be larger enough for the modes to represent at least 90 percent of the total mass of the structure. In this work, the first five vibrational modes were sufficient to capture more than 90 percent of the mass of the structure as illustrated in Table [1]. Following, the maximum responses of the structure were obtained from a combination of the response of each of the modes using the CQC (Complete Quadratic Combination) Method available in ETABS [4] program.

According to NBR 15421:2006 [1], the spectrum should be applied in each of the orthogonal directions of models, 100 percent of the forces for one direction plus 30 percent of the forces for the perpendicular direction. As mentioned, CQC Method for bidirectional load combination was used.

The results obtained with the two methods described in NBR15421:2006 [1] shown in figures [6] and [7]. These figures illustrate the calculated orthogonal horizontal forces in X and Y directions for each model.

According to NBR 15421:2006 [1], the forces obtained from the Response Spectral Method should be larger than 85 percent of the calculated force to the ELF Method. It is noted in Figure [6] that model 1 has a force on the base in the orthogonal X direction of 4298.85 kN calculated using ELF Method. For the RSA method, the force in the base in the same orthogonal direction was 3814.38 kN, being larger than 85 percent of the force obtained with the ELF method. Therefore, the first model meets the code requirements. Analyzing the results of the other models was concluded that all other designs exhibit the same behavior. Consequently, it proceeds to calculate the drifts using the results from RSA method. The maximum displacements calculated on top of each model are listed in Table [2] and are compared with those obtained in the pushover analysis to assess the seismic demand of the models.

The maximum drift may not exceed 2 percent of the height of the story according to NBR 15421:2006 [1]. In all models, the height

Figure 6 – Base shear in orthogonal X direction

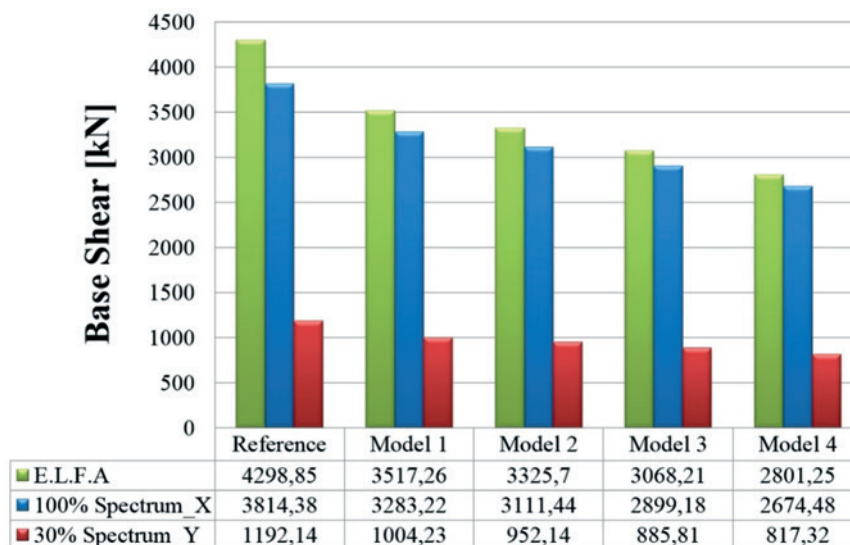
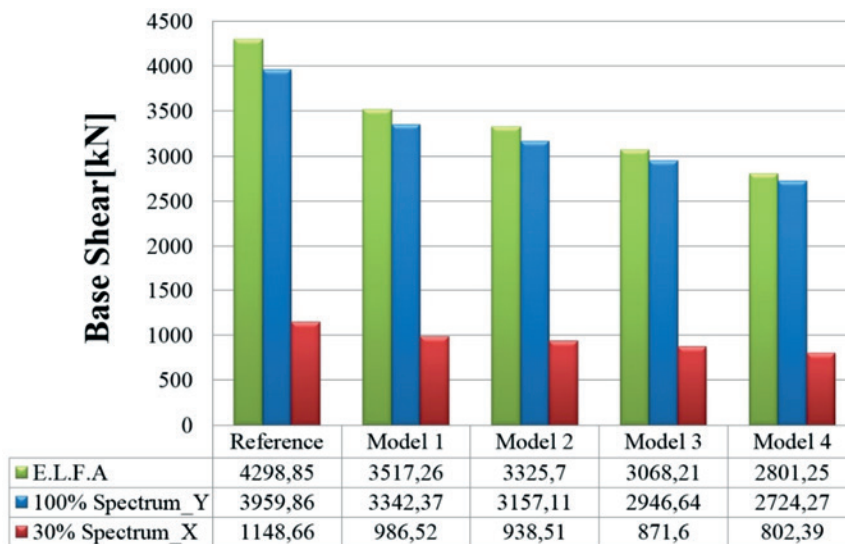


Figure 7 – Base shear in orthogonal Y direction



is 3.0 m between stories; therefore, the maximum drift may not exceed 0.06 m or 6 cm. Figure [8], the maximum drift in the five models was approximately 4.69 cm in the orthogonal direction X and 4.67 cm in the orthogonal Y direction. In both cases, drifts did not exceed the maximum value.

An initial estimative of lateral stiffness of the models could be obtained by analyzing the drifts of Figure [8]. Note that the maximum drifts in the orthogonal X direction were slightly higher in relation to Y direction, so it is understood that in the X direction the lateral stiffness is less by presenting high displacements. It can be seen in figures [1] and [3] that in X direction the structure has fewer connections relative to the Y direction to balance the applied load and to dissipate the energy generated by such forces. Could be say that the elements located in the X direction are less able to withstand lateral loads than the elements located in the other orthogonal direction. Then, a nonlinear static analysis is performed to corroborate these results.

3.2 Second stage

At this stage, a nonlinear static analysis or pushover analysis described in American Standard FEMA 356 [2] was performed. Pushover analysis is a series of incremental static analysis carried out to develop a capacity curve for the building. This technique is available in ETABS program [4].

A Pushover analysis produces a capacity curve that presents the relationship between the base shear and roof displacement (measured in one point named as *control node*). To obtain this curve, the building is subjected to an incrementally lateral load until it reaches the maximum displacement (called target displacement) at a control node. FEMA 356 [2] recommends a target displacement equal to 4 percent of the total building height. In this work, the center of the rigid diaphragm “D1” (Figure [3]) was used as a control node.

The capacity curve is generally constructed by the fundamental vibration mode according to FEMA 356 [2]. This is generally valid for buildings with fundamental periods of vibration up to about one second. It is observed in Table [1] that all models meet this requirement, consequently, this procedure was used.

Pushover analysis requires the development of the force-deformation curve in the critical section of beams and columns using FEMA 356 [2] (Figure[9]), the Mander’s [20] constitutive models for confined concrete (Figure [10a]) and tri-linear model for steel (Figure [10b], Falconi [21]).

In Figure [9], the linear response is depicted between point A (unloaded component) and an effective yield point B. The slope of the BC line represents the strain hardening. Point C indicates the nominal strength of the structural element. The CD line corresponds to an initial failure of the member. Finally, point E indicates final loss of resistance or structural collapse. At deformations greater than point E, the component strength is essentially zero. In ETABS program [4], the nonlinear properties of the

Table 2 – Maximum displacements measured at the top of the models obtained from response spectrum analysis in two orthogonal directions

Model	$\delta_{\text{DIRECTION-X}}$ (cm)	$\delta_{\text{DIRECTION-Y}}$ (cm)
Reference	3,41	3,34
1	2,63	2,62
2	3,14	3,11
3	3,16	3,08
4	3,12	2,98

structural elements are represented by means of plastic hinges and are located at the extremes of the beams and columns.

Therefore, using the method described in FEMA 356 [2] in the symmetric model and considering the criteria described above, the result is the global capacity curve illustrated in Figure [11]. This curve represents the global nonlinear behavior of the structure and the slope at any point indicates the lateral stiffness of the structure. Under incrementally increasing lateral load, the structure component yielded.

In Figure [11], the AB line represents the elastic behavior of the structure, where the point "B" denotes yield point. The slope of the BC curve represents the strain hardening. Point C indicates the nominal strength of the structural element and the final capacity of the structure according FEMA 356 [2]. Therefore, in this paper is only used the AC segment of the capacity curve. Point C represents the final deformation and the whole loss of rigidity of the structure. Beyond point D, the element responds with substantially reduced strength to point E. The seismic design standards

Figure 8 – Story drifts in X directions and Y directions

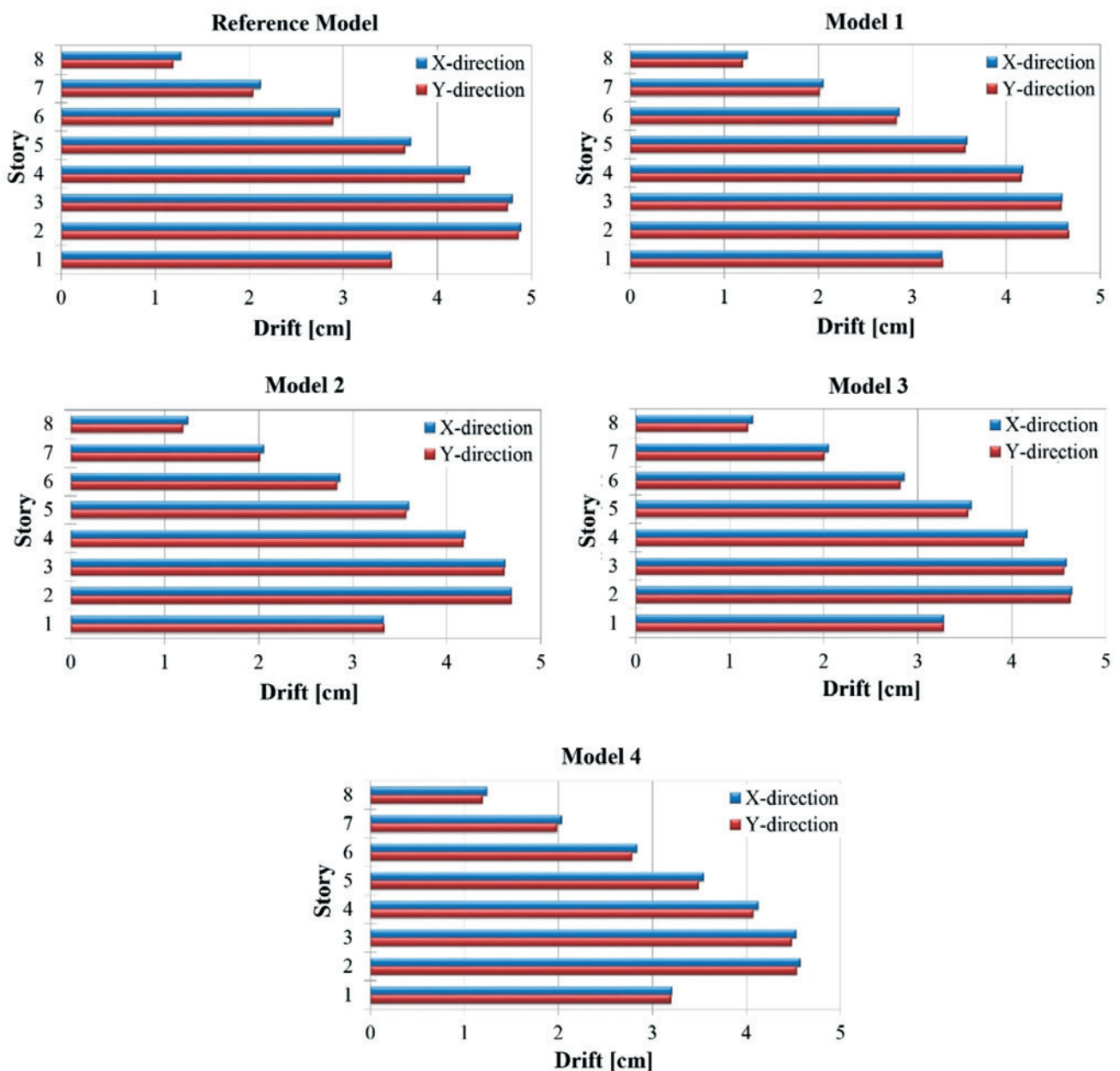
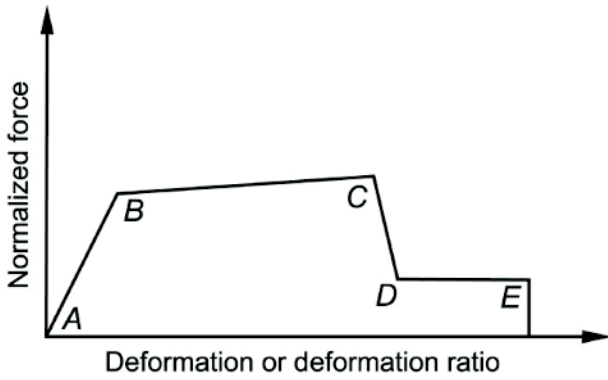


Figure 9 - Generalized Component Force-Deformation - FEMA 356 (2)



recommend that the first plastic hinge should be formed in beams, not in columns.

In order to facilitate the calculation of the available ductility, it is convenient to work with a bilinear model of the global capacity curve such as shown in Figure [12].

For this purpose, has been used an iterative procedure graph which balances the upper and lower sections of the curve as shown in Figure [12]. FEMA 356 [2] and FEMA 440 [22] define this method. In the Figure [12], V_y corresponds to yield strength of the building in the direction under consideration, δ_y is the displacement produced by V_y and called yield displacement, V_u is the base shear that causes the collapse of the first structural component and δ_u the rupture or collapse displacement produced by V_u . The bilinear models for the two orthogonal directions of all the analyzed cases are shown in Figure [13]. The comparison of the bilinear models obtained for structures with irregularities in relation to those obtained for the reference model in two orthogonal directions is shown in Figure [14]. In Table [3] can be observed the displacements δ_y and δ_u .

Figure 10 - Constitutive stress-strain models: (a) for concrete proposed by Mander (20); (b) tri-linear steel (21)

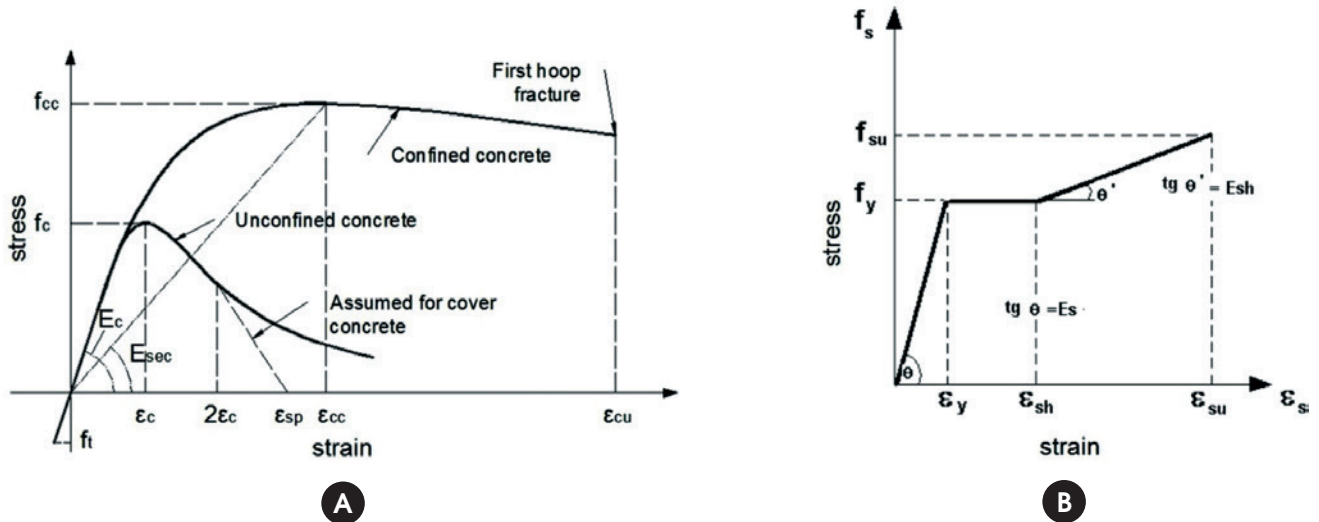


Figure 11 - Capacity curve of the reference model in orthogonal X direction

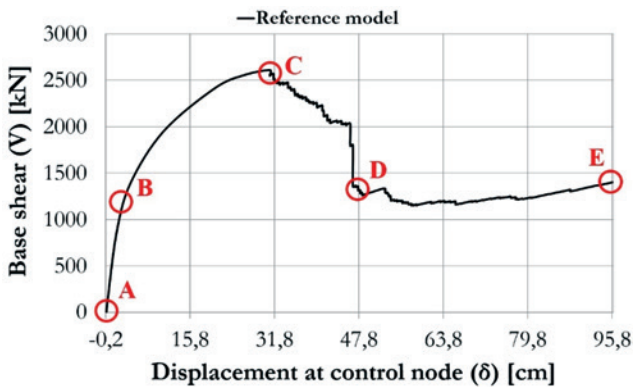


Figure 12 - Idealized capacity curves - FEMA 440 (22)

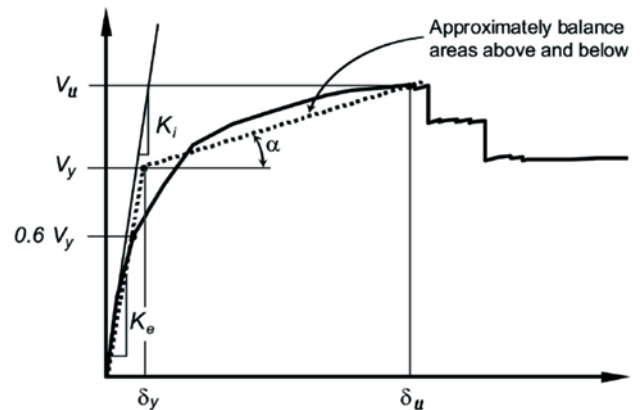


Tabela 3 – Results of bilinear models – yield and collapse displacements; ductilities

Model	X- Direction			Y- Direction		
	δ_y (cm)	δ_u (cm)	μ_x	δ_y (cm)	δ_u (cm)	μ_y
Reference	3,98	24,38	6,13	4,86	25,69	5,29
1	3,51	21,96	6,26	4,53	24,49	5,41
2	3,50	22,45	6,42	4,61	24,36	5,29
3	3,60	22,10	6,13	4,43	23,65	5,34
4	3,66	22,27	6,08	3,88	21,85	5,63

Figure 13 – Bilinear model of the capacity curve to each model

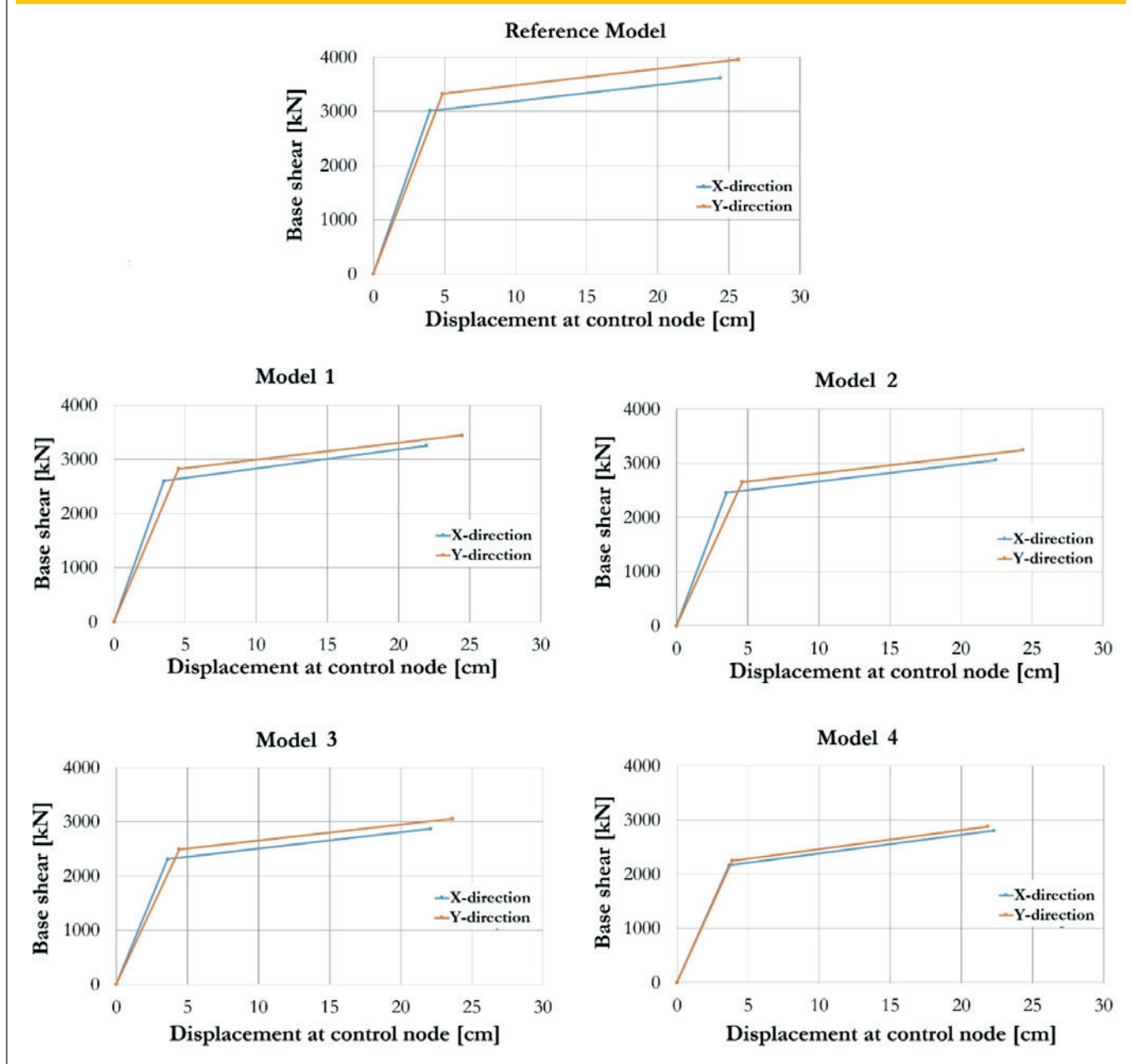
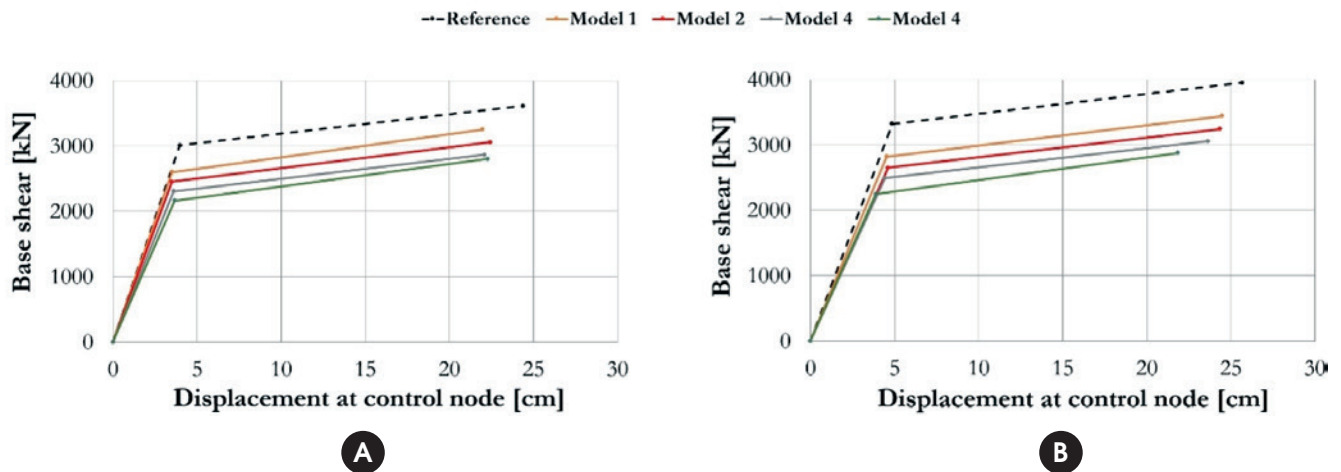


Figure 14 – Comparison of bilinear models of the cases analyzed – (a) X-direction; (b) Y-direction



In the previous figures, it is observed that in all models the forces that generate yield (V_y) and collapse (V_u) decrease as horizontal irregularities are introduced into the reference model. Furthermore, the frames located in orthogonal Y direction require a greater force to generate yield or collapse compared to frames located in the orthogonal X direction. Figure [14] shows that the lateral stiffness of the model 4 varies significantly compared to the reference model in the two orthogonal directions with a reduction in yield strength and the collapse of up to 28 percent in the orthogonal X direction and 38 percent in the orthogonal Y direction.

Using bilinear models is possible to calculate the available ductility of each model analyzed. Ductility was calculated as the ratio between the collapse displacement ($\delta_{u,y}$) and the yield displacement (δ_y). Table [3] presents the ductilities calculated for each model.

In the Table [3], it is observed that in all cases analyzed ductility in the orthogonal X direction was higher compared to the orthogonal Y direction, exceeding the value of the ductility of the reference model and resulting in more flexible structures. The table also shows that the model 4 presented a ductility value in the X direction smaller than the other models. This means that there was a force concentration in some points of this model, which has increased the stresses and strains values causing the collapse with forces with low intensity compared to others models.

A sense of the seismic performance in the models can be obtained by comparing the maximum spectral displacements (Table [2]) with the displacements obtained from nonlinear analysis (Table [3]). In all cases, the maximum spectral displacement was smaller than the yield displacement, which indicates that all analyzed models had a linear elastic behavior and the seismic design was well conceived.

Building performance level can be determined using the Capacity Spectrum Method defined in ATC-40 [3]. The capacity spectrum method allows for a graphical comparison between the structure capacity and the seismic demand. This method aims to estimate the maximum displacement required, called performance point.

The performance point is obtained by superimposing the response spectrum curve (represents the seismic demand) on the global capacity curve (lateral resisting capacity) into spectral coordinate or ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) format. The capacity curve points (V, δ) are transformed into spectral coordinates (SD, SA) so that the capacity curve and the demand curve are in the same format. The results are shown in Figure [15].

If the elastic response spectrum intersects the linear range of the capacity spectrum, this point is called the Performance Point and represents the maximum displacement of the structure submitted to the proposed action. In Figure [14] the maximum displacement of each model is less than respective yield displacement (Table [3]), therefore the analyzed models had a linear elastic behavior. As expected, as the model becomes irregular, the performance point is near to the yield point. Consequently, the recommendation is to work wherever possible with symmetric structures, as they tend to distribute efforts in a uniform way, reducing the likelihood of damage to structural elements, as well as reducing the effects of rotation (torsion).

4. Conclusions

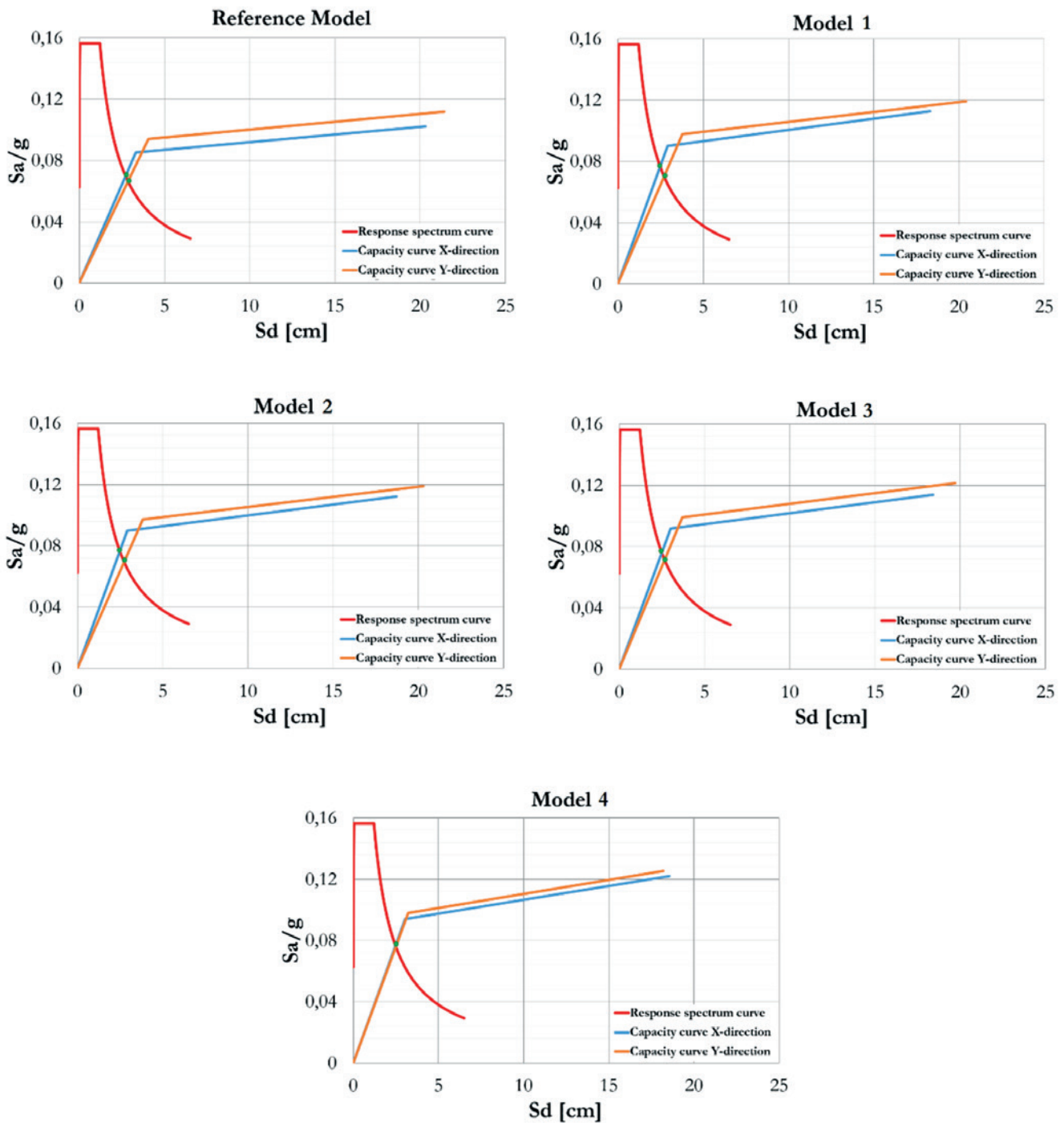
The design of a building structure involves the establishment of an appropriate combination of the various existing structural elements and on the definition of the actions to meet safety requirements, durability, aesthetics, and functionality, among other parameters that buildings must be submitted. A great design defines the structural quality of a property that is crucial for earthquake resistance. Often small or moderate earthquakes cause severe losses if they occur in an area whose buildings were not designed with the necessary calculation considerations.

From the analysis of seismic behavior of a symmetrical structure and others presenting asymmetry or irregularity has been found that the ability of the structure to resist lateral loads in models with irregularities is lower than in the symmetric or reference

model. It was found that an uneven structure could operate in the elastic regime, which is achieved by appropriate detailing, thus ensuring that the energy dissipation mechanism works properly. In this case, the capacity to structural collapse depends on the

plasticity of its elements. It is more important to pay attention to details that create a good structural redundancy, which means increasing the number of to balance the applied loads and dissipate energy generated by earthquakes.

Figure 15 - Acceleration Displacement Response Spectrum (ADRS) of each model - the performance point - ATC-40 (3)



If it is not possible to dissipate seismic energy through the plasticity of structural components, the use of external devices that could help in this role would be necessary.

5. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, NBR 15421:2006. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356), Washington, D.C, U.S.A, 518p, 2000.
- [3] SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS. Applied Technology Council (ATC-40), Redwood City, California, U.S.A, 1996.
- [4] ETABS. Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems - Nonlinear v9.7.2, Computers and Structures, Inc., California, U.S.A, 2010.
- [5] SANTOS, S.H.C., SOUZA LIMA, S., SILVA, F.C.M. Risco sísmico na região Nordeste do Brasil. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Vol. 3, No. 3, p. 374-389, Brasil, 2010.
- [6] SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. and ARAI, A., Comparative study of seismic standards in south american countries. 35th International Symposium on Bridge and Structural Engineering, London, 2011.
- [7] MIRANDA P. S. T. Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Ceará, Brasil, 2012.
- [8] PARISENTI, R. Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR-15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, 2011.
- [9] CHINTANAPAKDEE, C. AND CHOPRA, A.K. Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses. International Journal of Structural Engineering @ ASCE, 1777-1785, 2004.
- [10] GALÍNDEZ, N. Desempeño de pórticos de acero resistentes a momento diseñados de acuerdo con la NSR-98. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia, 2005.
- [11] MICHALIS, F., DIMITRIOS, V. AND MANOLIS, P (2006). Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-story steel frame. WILEY InteScience, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 35:1489-1509, 2006.
- [12] PEÑA, M. A. M. Análisis “push-over” de edificios con pórticos de acero en Bogotá. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2010.
- [13] BOBADILLA, H., CHOPRA, A.K. Evaluation of the MPA procedure for estimating seismic demands: RC-SMRF buildings. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [14] JIANMENG, M., CHANGHAI, Z. AND LILI, X. An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures. Paper published in Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 7, No. 1, 25-31, 2008.
- [15] LE-TRUNG, K., LEE, K., LEE, J. AND LEE, H. Evaluation of seismic behavior of steel special moment frame buildings with vertical irregularities. Paper published online Wiley Online Library, 215-232, 2010.
- [16] İNAN, T. AND KORKMAZ, K. Evaluation of structural irregularities based on architectural design consideration in turkey. Paper published in Structural Survey, Emerald Group Publishing Limited, Vol.29, No. 4, 303-319, 2011.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118:2007. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [18] ALVES, P. C. (2009). Cartografia geotécnica para obras subterrâneas: condições de construções de garagens subterrâneas e metrô no plano piloto de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 178/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- [19] CHOPRA, A.K. Dynamics of Structure, Vol. 1. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, U.S.A, 1995.
- [20] MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, v.114, nº 8, p. 1804-1826, 1988.
- [21] FALCONI, R. A. Verificación del desempeño en el diseño sismo resistente. In: Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 2, No. 1, p. 41-54. Puerto Rico, 2002.
- [22] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. (FEMA 440), Washington, D.C, U.S.A, 392p, 2005.
- [23] GUERRA, C.J; QUINTANA, M.M. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%. Trabajo para optar el título de ingeniero civil, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú, 2012.

Influence of the concrete structural configuration in the seismic response

Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado

L. A. P. PEÑA^a
alejandrop@unb.br

G. N. D. DE CARVALHO^a
graciela@unb.br

Abstract

The recent increase in seismic records in Brazil boosted the publication of NBR 15421 (ABNT, 2006) - Design of Earthquake-Resistant Structures- which requires the seismic loads to be considered in the design due to the dissipation of energy in the inelastic regime structures and seismicity of the Brazilian territory. Many buildings built before the publication of this code were not designed to withstand seismic activity, increasing its fragility and vulnerability to earthquakes of any intensity. Some of these buildings were designed and built with irregular distributions of mass, stiffness or resistance over its height, which can lead to insufficient seismic performance. Therefore, it is essential for engineers to understand the seismic response of structures with irregular distributions of mass, stiffness or resistance along its height, which are referred to in this paper as structures with irregularities. In this sense, the aim of this work is to evaluate the seismic behavior of a reinforced concrete structure with horizontal structural irregularities by observing their influence in the loss of the ability to resist lateral loads and energy dissipation. For this purpose, were used the Equivalent Lateral Force (ELF) Method, Modal Response Spectrum (RSA) Method and Pushover Analysis, described in NBR15421: 2006 [1] standard and the American Standard FEMA 356 [2]. Similarly, the seismic behavior of models using the capacity spectrum method defined in the ATC-40 [3] was calculated. All results were compared with those obtained from a regular structure classified as the reference model or base case, in order to view the various changes caused by irregularities. The proposed study was carried out numerically and the simulations were performed using CSI ETABS Nonlinear © v9.5 program. The results show that the ability of the structure to withstand collapse depends on the plasticity of its elements and of the adequate details to permit response without critical loss of strength of the structural system.

Keywords: seismic analysis, seismic resistant structures, irregular structures.

Resumo

Os recentes aumentos dos registros de abalos sísmicos no Brasil impulsionaram a publicação da NBR 15421:2006 [1] – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – na qual são definidas as cargas sísmicas a serem consideradas no projeto em função da capacidade de dissipação de energia no regime inelástico das estruturas e da sismicidade do território brasileiro. Algumas edificações construídas antes da publicação dessa norma não foram projetadas para resistir a ações sísmicas aumentando a sua fragilidade e vulnerabilidade para terremotos de qualquer intensidade. Observa-se ainda que alguns desses edifícios foram projetados e construídos com distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência ao longo da sua altura que podem levar a um desempenho sísmico inadequado. Assim, torna-se essencial para os engenheiros e projetistas uma melhor compreensão dos efeitos dos abalos sísmicos no comportamento sísmico de edificações, especialmente aquelas com diversas irregularidades. Por simplicidade, utiliza-se neste trabalho o termo “estruturas irregulares” para referenciar estruturas como as descritas. Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos e com diversas irregularidades introduzidas na planta da mesma, a fim de verificar a influência dessas irregularidades na perda da capacidade de resistir cargas laterais e dissipação de energia, as quais são calculadas utilizando o método dinâmico espectral e uma análise pushover, procedimentos descritos nas normas NBR15421:2006 [1] e na norma americana FEMA 356 [2]. Do mesmo modo, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3]. Todos os resultados são comparados com os obtidos para uma estrutura totalmente regular chamada de caso base ou de referência, com o intuito de visualizar as diversas mudanças provocadas pelas irregularidades. O estudo proposto é realizado de forma numérica e as simulações são feitas no programa CSI ETABS® Nonlinear v9.5 [4]. Os resultados mostram que a capacidade da estrutura dependerá da plasticidade de seus elementos para não colapsar e do detalhamento adequado para garantir o bom funcionamento do sistema resistente.

Palavras-chave: análise sísmica, estruturas resistentes a sismos, estruturas irregulares.

^a Universidade de Brasília, Brasília D.F, Brasil.

1. Introdução

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de grandes contingentes populacionais habitarem os centros urbanos, provocando, desta forma, escassez de espaços e tornando os edifícios de média altura uma característica das cidades modernas. Este tipo de edificações resulta muito vulnerável quando se apresenta um dos fenômenos mais destrutivos da natureza, os terremotos. De acordo com Santos *et al.* [5] em estruturas com alturas inferiores a 20 pavimentos, a influência de ações sísmicas pode ser mais importante que a ação do vento.

O Brasil situa-se, em grande parte, na região central da placa tectônica sul-americana, que é uma região bastante estável. Mas parte do país encontra-se perto das bordas desta placa, aonde já foram registradas ações sísmicas significativas e existe ainda a possibilidade de ocorrência de sismos intraplacas. Há cerca de 40 falhas ativas sismicamente, inclusive falhas na região central da placa sul-americana, desde o norte até o sul do país. A falha BR-47, por exemplo, corta o estado de Minas Gerais e já foi registrado um sismo de magnitude 4,7 na cidade de Itacarambi em 2007. Deste modo, essas condições incentivaram a elaboração de uma norma brasileira, a NBR 15421:2006 - Projetos de estruturas resistentes a sismos [1] - para especificar os locais onde projetos específicos e verificações de segurança de estruturas sujeitas a ações sísmicas são necessários.

A partir de 2006, as pesquisas no Brasil que visam avaliar os efeitos dos sismos nas estruturas vêm aumentando, mas ainda são poucas em relação a países com elevada atividade sísmica e desenvolvimento econômico alto. Em geral, essas pesquisas fazem comparativos entre as diversas normas sul-americanas de projeto sísmico, como também estudam os principais parâmetros que influenciam nos períodos naturais da estrutura, a importância

da aceleração sísmica e no tipo de solo no local onde a obra será construída, sendo os trabalhos de Santos *et al.* [6], Miranda [7] e Parisenti [8] alguns dos mais destacados.

Santos *et al.* [6] desenvolveram um estudo comparativo das normas sul-americanas de projetos sísmicos prestando especial atenção aos seguintes parâmetros para projeto de edifícios: período de recorrência para o estabelecimento da solicitação sísmica, definição da zonificação sísmica, definição da forma dos espectros de resposta de projeto, consideração da amplificação no solo, efeitos de liquefação entre outros. Já Miranda [7] elaborou um trabalho que visa estimar a vulnerabilidade sísmica em algumas edificações de forma qualitativa utilizando o método de Hirosawa em conjunto com a NBR15421:2006 [1]. Do mesmo modo, Parisenti [8] realizou um estudo de análise dinâmica de edifícios de concreto armado submetidos a sismos, visando auxiliar os engenheiros calculistas na aplicação da norma NBR15421:2006 [1] em projetos estruturais.

Muitos edifícios construídos no país apresentam plantas não simétricas, com diversas alterações na sua configuração geométrica tanto em planta como na vertical. Em geral, nas normas sismo resistentes essas alterações são chamadas de irregularidades e influenciam na capacidade da estrutura de dissipar a energia gerada pelos abalos sísmicos. Observa-se que na maioria dos trabalhos realizados no país, o estudo da influência dessas alterações no comportamento sísmico não é frequente.

Já no âmbito internacional, vários pesquisadores têm fornecido informações úteis sobre o estudo das irregularidades estruturais em altura, entre os que se podem mencionar Chintanapakdee e Chopra [9], Galíndez [10], Michalis *et al.* [11], Peña [12], Bobadilla e Chopra [13], Jianmeng *et al.* [14], Le Trung, *et al.* [15] e Inan *et al.* [16]. Todos esses pesquisadores trabalharam de forma semelhante, tomando como referência uma estrutura plana simétrica, na qual foram introduzidos ao longo da sua altura vários tipos de

Figura 1 - Planta baixa e vista frontal do modelo de referência

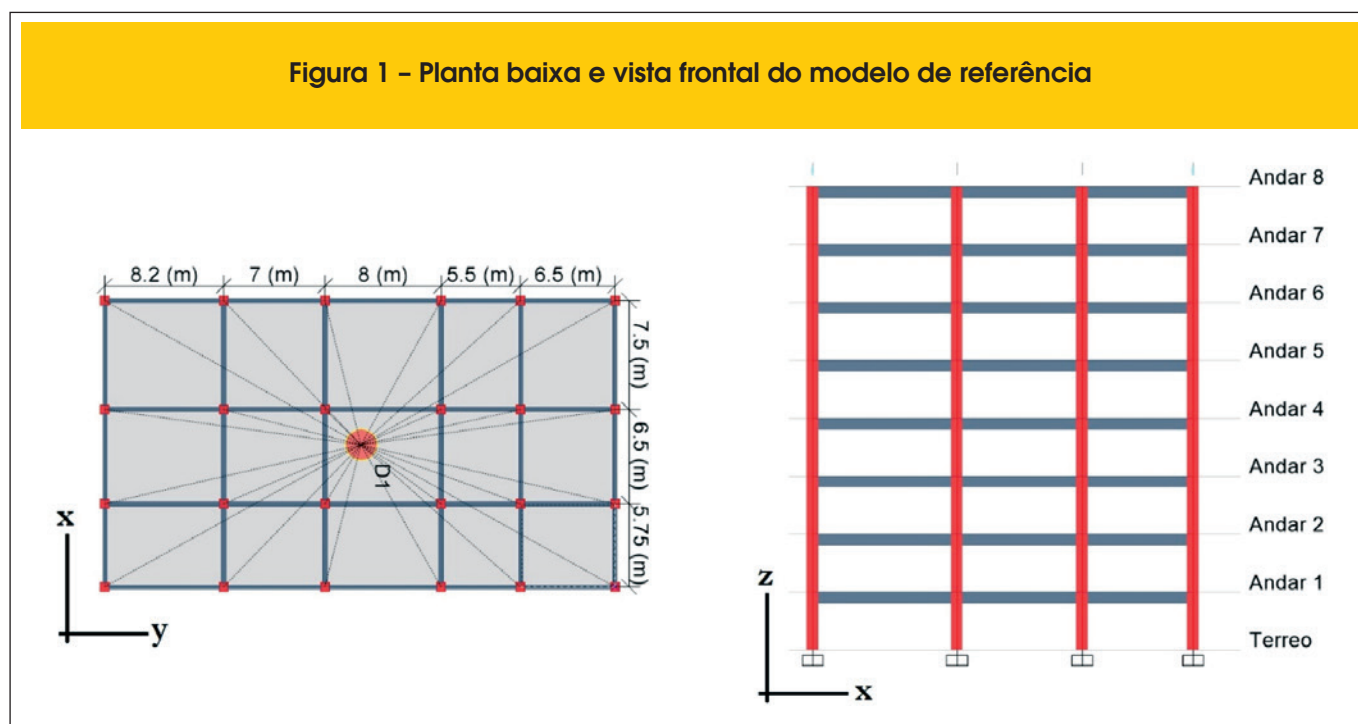
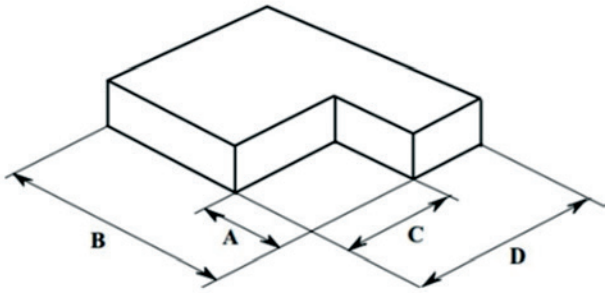
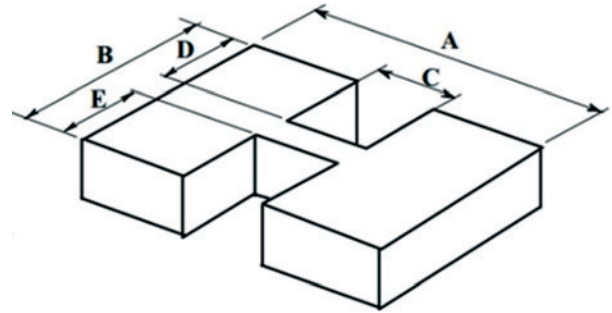


Figura 2 - Irregularidades no plano - (a) recortes nos cantos;
(b) descontinuidade no diafragma



$$A > 0,15B \text{ y } C > 0,15D$$

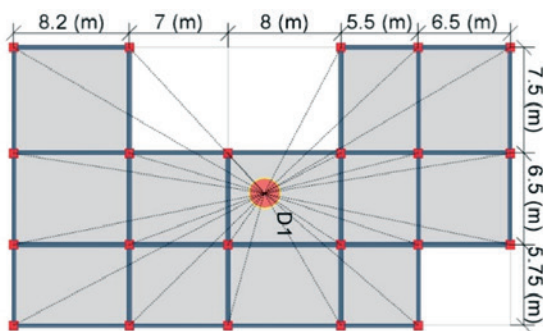
A



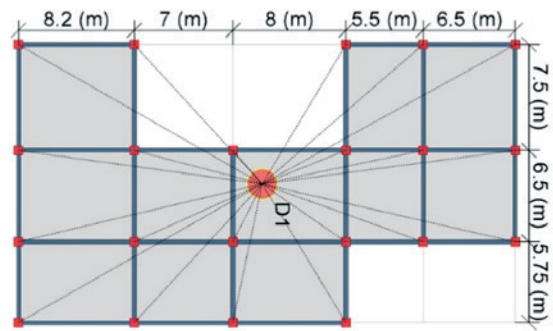
$$(Cx D) + (Cx E) > 0,5Ax B$$

B

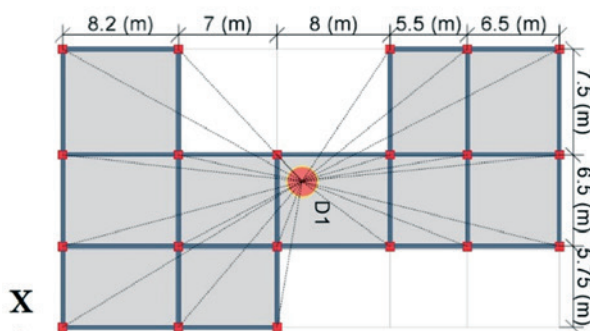
Figura 3 - Modelos com irregularidades



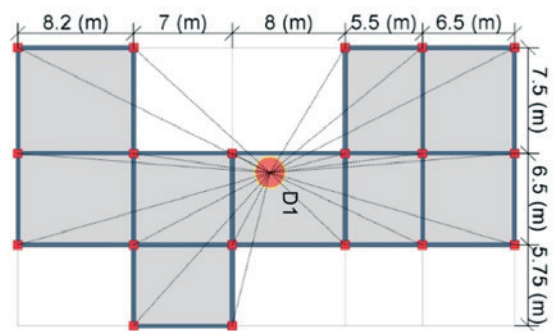
MODELO 1



MODELO 2



MODELO 3



MODELO 4

distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência, sendo chamadas de irregularidades na vertical, e examinadas uma a uma por meio de análises dinâmicas lineares, dinâmicas não lineares e análise estática não linear ou pushover, a fim de conhecer como varia o comportamento da estrutura sob ações sísmicas e os possíveis mecanismos de falha que se podem apresentar.

No entanto, ainda parecem insuficientes as pesquisas sobre os efeitos dos sismos em estruturas que apresentam distribuições irregulares de massa, rigidez ou resistência localizadas na planta baixa das edificações. Nesse sentido, este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos com diversas irregularidades localizadas na planta da mesma, analisando a influência dessas irregularidades na perda da capacidade de resistir cargas laterais e na ductilidade, as quais são calculadas utilizando o método dinâmico espectral e uma análise pushover, procedimentos descritos nas normas NBR15421:2006 [1] e a norma americana FEMA 356 [2]. Além, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3].

2. Metodologia

Foi analisada inicialmente uma edificação simétrica de concreto armado com formato retangular conforme indicado na Figura [1], localizada hipoteticamente na cidade de Brasília.

Na edificação da Figura [1], a altura entre os andares é de 3 metros e a altura total é de 24m. A estrutura do edifício é composta por pilares de 60x60 cm e vigas de concreto armado de 28x60 cm. As lajes são maciças com 10 cm de espessura em todos os pavimentos. No modelo estrutural não foram considerados: caixa de elevadores, escadas, reservatório de água superior, sistemas prediais elétricos, hidro sanitário, de incêndio, de ar-condicionado, entre outros. As propriedades dos materiais utilizadas no cálculo numérico são as fornecidas pela norma NBR 6118:2014 [17]:

- Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 21 MPa;
- Módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) de 210.00 MPa;
- Peso específico de 25 kN/m³;
- Resistência característica do aço à tração (f_y) de 410 MPa;
- Módulo de elasticidade do aço (E_s) de 200.000 MPa.

Para avaliar a resposta do modelo da Figura [1], as lajes de cada pavimento foram modeladas como diafragmas rígidos levando em conta a NBR15421:2006 [1] que indica a consideração de diafragma rígido se a relação entre o vão e a profundidade da estrutura resulta menor do que três, como neste trabalho. Esses diafragmas são estruturas horizontais, tridimensionais, onde uma das funções principais é transferir as forças atuantes em diferentes pontos da estrutura, permitindo que os nós de vigas e pilares situados no mesmo plano da laje se desloquem horizontalmente de forma idêntica permitindo um trabalho conjunto quando submetidos a forças horizontais. Já os pórticos, compostos de vigas e pilares, foram modelados como pórticos espaciais.

Na estrutura da Figura [1] o centro do diafragma rígido “D1” coincide com o centro de massa e com o centro de rigidez da planta da estrutura. Sendo assim, essa estrutura pode ser considerada simétrica em planta, tornando-se o modelo de referência na análise numérica.

Nesse modelo de referência foram introduzidos dois tipos de irregularidades no plano definidas na norma NBR 15421:2006 [1] como “Recortes nos Cantos” e “Descontinuidades no Diafragma”, ilustradas na Figura [2]. Na Figura [2a], as letras “B” e “D” correspondem ao comprimento e à largura da estrutura, “A” e “C” às medidas da irregularidade. No caso da Figura [2b], “A” corresponde ao comprimento da estrutura e “B” à largura, e “E”, “D” e “C” as medidas do recorte ou irregularidade.

Para a modelagem e análise dessas irregularidades, foram definidos outros quatro modelos, mostrados na Figura [3], nos quais as irregularidades indicadas na Figura [2] foram localiza-

Figura 4 – Elementos empregados na discretização da estrutura no ETABS (4)

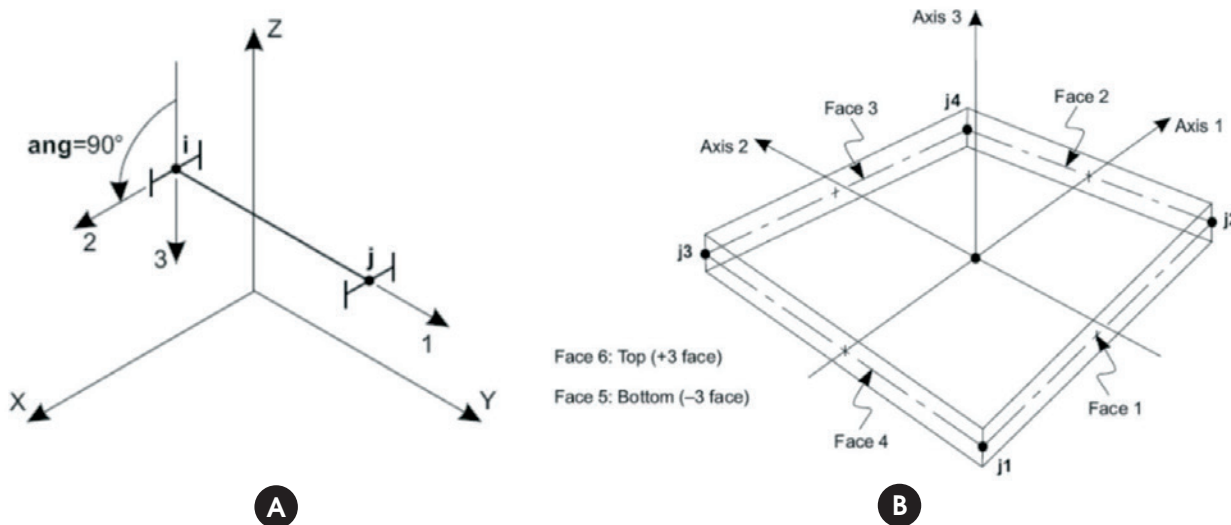
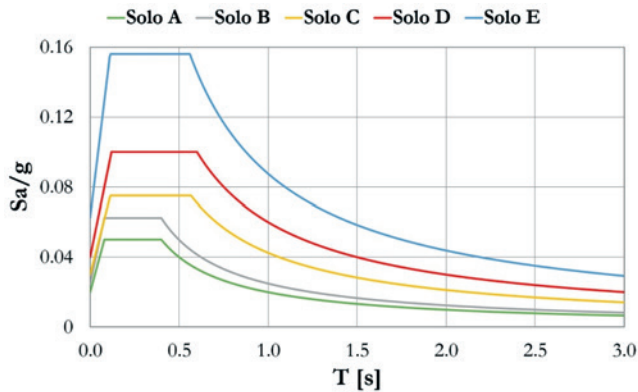


Figura 5 – Espectros de resposta de Brasília para $a_g < 0,10g$, segundo NBR 15421:2006 (1)



das em vários pontos da estrutura, repetindo-se em todos os andares da mesma.

Para cada modelo foi feita uma análise estática e uma análise dinâmica espectral para a verificação de deslocamentos relativos e absolutos para conhecer a rigidez lateral de cada modelo. Os métodos utilizados nesta etapa são os prescritos na NBR 15421:2006 [1]: Método da Força Horizontal Equivalente (FHE) e a Análise Sísmica pelo Método Espectral. A seguir, foi feita uma análise estática não linear ou pushover, descrita na norma americana FEMA 356 [2], para estimar a perda de rigidez lateral e a capacidade de dissipação de energia pela introdução das irregularidades no modelo de referência. Por último, calcula-se o desempenho sísmico dos modelos usando o método do espectro de capacidade definido na norma ATC-40 [3].

2.1 Ferramenta computacional utilizada

Neste trabalho foi utilizado o programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) da empresa Computer and Structure Inc. O ETABS [4] é um programa baseado no método dos elementos finitos para a análise e projeto estrutural de

Tabela 1 – Número de modos, frequências e fator de participação modal dos modelos analisados

Modelo de referência				Modelo 1			
Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)	Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,983	77,16	0,78	1	0,935	78,94	0,0011
2	0,958	78,26	79,95	2	0,929	78,96	80,1
3	0,858	80,72	80,97	3	0,855	80,62	80,71
4	0,308	90,47	81,1	4	0,293	90,67	80,71
5	0,301	90,65	90,94	5	0,291	90,67	90,91

Modelo 2				Modelo 3			
Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)	Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,939	72,76	7,48	1	0,934	79,98	0,3
2	0,934	80,29	80,63	2	0,922	80,28	80,63
3	0,868	80,55	80,67	3	0,87	80,47	80,63
4	0,294	89,72	81,75	4	0,292	90,8	80,66
5	0,292	90,81	90,87	5	0,288	90,83	90,88

Modelo 4			
Número modos	T (s)	Γ_x (%)	Γ_y (%)
1	0,927	80,32	0,0004
2	0,907	80,33	78,54
3	0,87	80,38	80,58
4	0,289	90,77	80,58
5	0,284	90,77	90,7

edificações. Para modelar as vigas e pilares foi escolhido o elemento FRAME ou elemento tipo barra. Esse elemento possui dois nós denotados por I e J com seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nos eixos 1, 2 e 3.

O elemento FRAME se observa na Figura [4a]. Para representar as lajes de concreto foi empregado o elemento tipo superfície ou SHELL, ilustrado na Figura [4b]. Esse elemento possui quatro nós (j1, j2, j3, j4) e em cada nó são considerados seis graus de liberdade, sendo três translações chamadas de U1, U2 e U3 e três rotações denotadas por R1, R2, R3.

3. Simulações numéricas

As simulações numéricas foram feitas em duas etapas. Na primeira etapa foram usados os métodos da Força Horizontal Equivalente (FHE) e o Método de Análise Espectral, ambos indicados na norma NBR 15421:2006 [1] para o cálculo da resposta sísmica e deslocamentos relativos. Na segunda etapa, a técnica pushover descrita na norma americana FEMA 356 [2] foi utilizada para fazer uma estimativa da capacidade da estrutura de resistir cargas laterais à medida que vão sendo introduzidas novas irregularidades no plano.

Neste trabalho e com o objetivo de avaliar unicamente a influência das irregularidades na rigidez lateral dos modelos das Figuras [1] e [3], verificou-se que a excentricidade dos centros de massa relativamente ao centro de rigidez não ultrapassara 5% das dimensões em planta da estrutura, a fim de evitar valores elevados de torção medidos no plano.

3.1 Primeira etapa

Considera-se que a edificação da Figura [1] é usada para residência e se situa na cidade de Brasília, Brasil. O solo característico

de Brasília é uma argila porosa, com SPT maiores que 40 (N = 40) a partir dos 12 m de profundidade (Alves [18]). A partir dessas informações e seguindo a NBR 15421:2006 [1], assume-se que:

- Zona sísmica zero;
- Solo Tipo D (solo rígido) - SPT com N = 40;
- O coeficiente de dissipação de energia R=1 inicialmente em todos os modelos considerados, deste modo, as forças obtidas na base são elásticas;
- Fator de utilização I = 1.

Segundo a NBR 15421:2006 [1], o espectro de resposta para acelerações horizontais corresponde à resposta elástica máxima de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%. Deste modo, na análise espectral foi considerada uma aceleração sísmica horizontal de 0.025g (zona 0 – Brasília) e o espectro indicado na Figura [5], curva correspondente ao solo D.

No ETABS [4] é possível fazer uma análise espectral introduzindo o espectro de projeto e a taxa de amortecimento, mas é necessário definir o número de modos de vibração. Segundo Chopra [19], devem se considerar três modos de vibração por pavimento da estrutura, portanto, utilizaram-se em cada modelo 24 modos de vibração.

Na análise espectral, devem ser considerados todos os modos que tenham contribuição significativa na resposta da estrutura. A Norma exige que o número de modos usado para o cálculo da resposta seja suficiente para capturar pelo menos 90% da massa total em cada direção ortogonal considerada na análise. Neste trabalho, os primeiros 5 modos de vibração foram suficientes para capturar mais de 90% da massa total. Os resultados são mostrados na Tabela 1. A seguir, as respostas máximas da estrutura são obtidas a partir de uma combinação da resposta de cada um desses modos usando-se o método CQC (Combinação Quadrática Completa) disponível no ETABS [4].

Figura 6 – Força na base produzidas pela aplicação dos métodos na direção ortogonal X

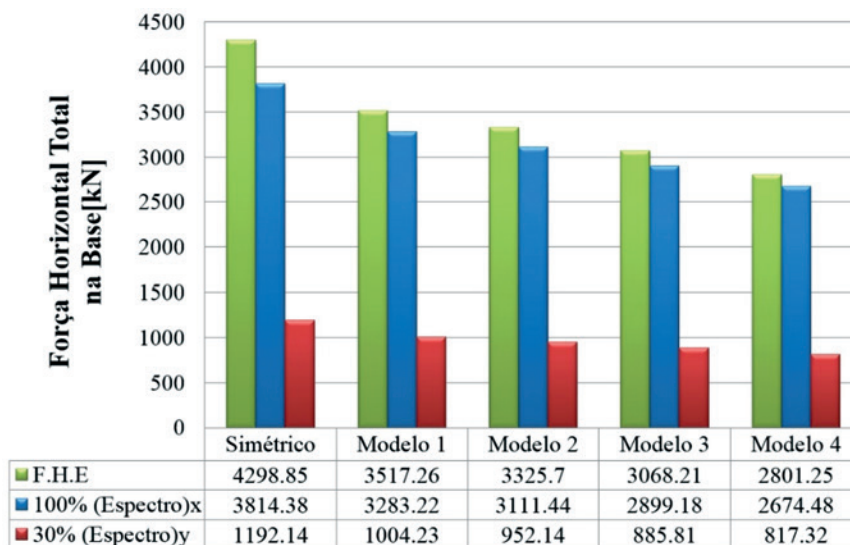
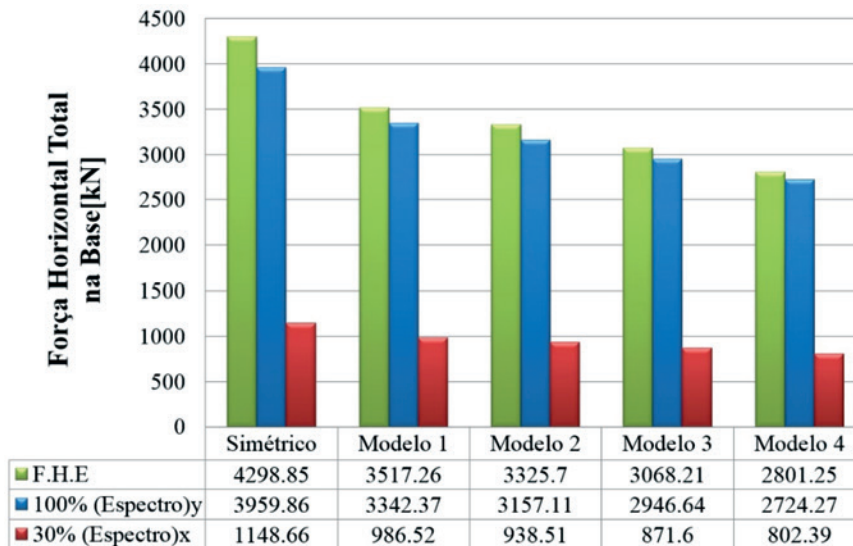


Figura 7 – Força na base produzidas pela aplicação dos métodos na direção ortogonal Y



De acordo com a NBR 15421:2006 [1], o espectro de projeto deve ser aplicado em cada uma das direções ortogonais dos modelos, para uma combinação de 100% das cargas horizontais aplicadas em uma das direções e 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta. Como mencionado, foi utilizado o método CQC disponível no ETABS [4] para a combinação do carregamento bidirecional.

Os resultados obtidos com os dois métodos descritos na NBR15421:2006 [1] são apresentados nas figuras [6] e [7]. Nessas figuras, ilustram-se as forças horizontais calculadas nas direções ortogonais X e Y para cada modelo.

Segundo a NBR 15421:2006 [1], as forças obtidas com a Análise Espectral não devem ser menores que 85% do valor da força calculada com o método FHE. Por exemplo, na Figura [6] o modelo 1 apresentou uma força na base na direção ortogonal X de 4298,85 kN calculada usando o método FHE; já no caso da análise es-

pectral, a força na base nessa mesma direção ortogonal foi de 3814,38 kN, sendo maior que 85% do valor da força obtida com o método FHE. Assim, o modelo 1 satisfaz o requerimento da norma. Analisando os resultados dos modelos restantes, verifica-se que todos os outros modelos apresentam o mesmo comportamento. Por conseguinte, pode-se proceder ao cálculo dos deslocamentos relativos usando os resultados da Análise Espectral como padrão de cargas. Igualmente, foram calculados os deslocamentos máximos no topo de cada modelo, listados na Tabela [2], e que são comparados com os obtidos na análise pushover a fim de avaliar a demanda sísmica dos modelos.

De acordo com a NBR 15421:2006 [1], o deslocamento relativo máximo não pode ser maior que 2% do pé direito do pavimento em questão. Em todos os modelos, a distância entre um e outro andar é de 3,0 m, portanto, o deslocamento relativo máximo não pode ultrapassar 0,06 m ou 6 cm. Da Figura [8], os deslocamentos máximos na direção ortogonal X dos cinco modelos foram aproximadamente 4,69 cm e na direção Y foram 4,67 cm. Em ambos os casos, os deslocamentos não ultrapassam o deslocamento máximo permitido pela norma.

Uma noção inicial de rigidez lateral dos modelos pode-se obter analisando os deslocamentos relativos da Figura [8]. Observa-se que os deslocamentos máximos e relativos na direção ortogonal X foram um pouco maiores em relação aos deslocamentos na direção Y, assim, entende-se que na direção ortogonal X a rigidez lateral é inferior por apresentar deslocamentos altos. Observa-se nas Figuras [1] e [3] que na direção X há um número de ligações menor em relação à direção Y para equilibrar as cargas aplicadas e para dissipar a energia gerada por essas forças, assim, pode-se dizer que os elementos localizados na direção X têm menor capacidade de resistir cargas laterais que os elementos localizados na outra direção ortogonal. A seguir, é feita uma análise estática não linear para corroborar esses resultados.

Tabela 2 – Deslocamentos máximos medidos no topo dos modelos e obtidos da análise espectral para as duas direções ortogonais

Modelo	$\delta_{\text{DIREÇÃO-X}}$ (cm)	$\delta_{\text{DIREÇÃO-Y}}$ (cm)
Referência	3,41	3,34
1	2,63	2,62
2	3,14	3,11
3	3,16	3,08
4	3,12	2,98

3.2 Segunda etapa

Nesta etapa se realizou uma análise estática não linear ou pushover utilizando o procedimento descrito na norma americana FEMA 356 [2]. Por meio dessa técnica, disponível na biblioteca do software ETABS [4], obtém-se a “curva de capacidade”.

A curva de capacidade representa a relação entre a força de corte na base da estrutura e o seu deslocamento em um nó de referência (geralmente localizado no centro de massa no topo da estrutura), sendo obtida por meio da aplicação progressiva de cargas laterais com pequenos incrementos de carga que empurram a estrutura até atingir um determinado estado limite, associado a um valor máximo do deslocamento de topo. Segundo a FEMA 356 [2], recomenda-se um valor máximo de deslocamento igual a 4% da altura da edificação.

As cargas laterais são aplicadas à estrutura em cada pavimento em forma proporcional às forças de inércia. A FEMA 356 [2] recomenda utilizar como padrão de carga lateral as forças obtidas a

tura), sendo obtida por meio da aplicação progressiva de cargas laterais com pequenos incrementos de carga que empurram a estrutura até atingir um determinado estado limite, associado a um valor máximo do deslocamento de topo. Segundo a FEMA 356 [2], recomenda-se um valor máximo de deslocamento igual a 4% da altura da edificação.

Figura 8 – Deslocamentos relativos calculados nas direções ortogonais X e Y

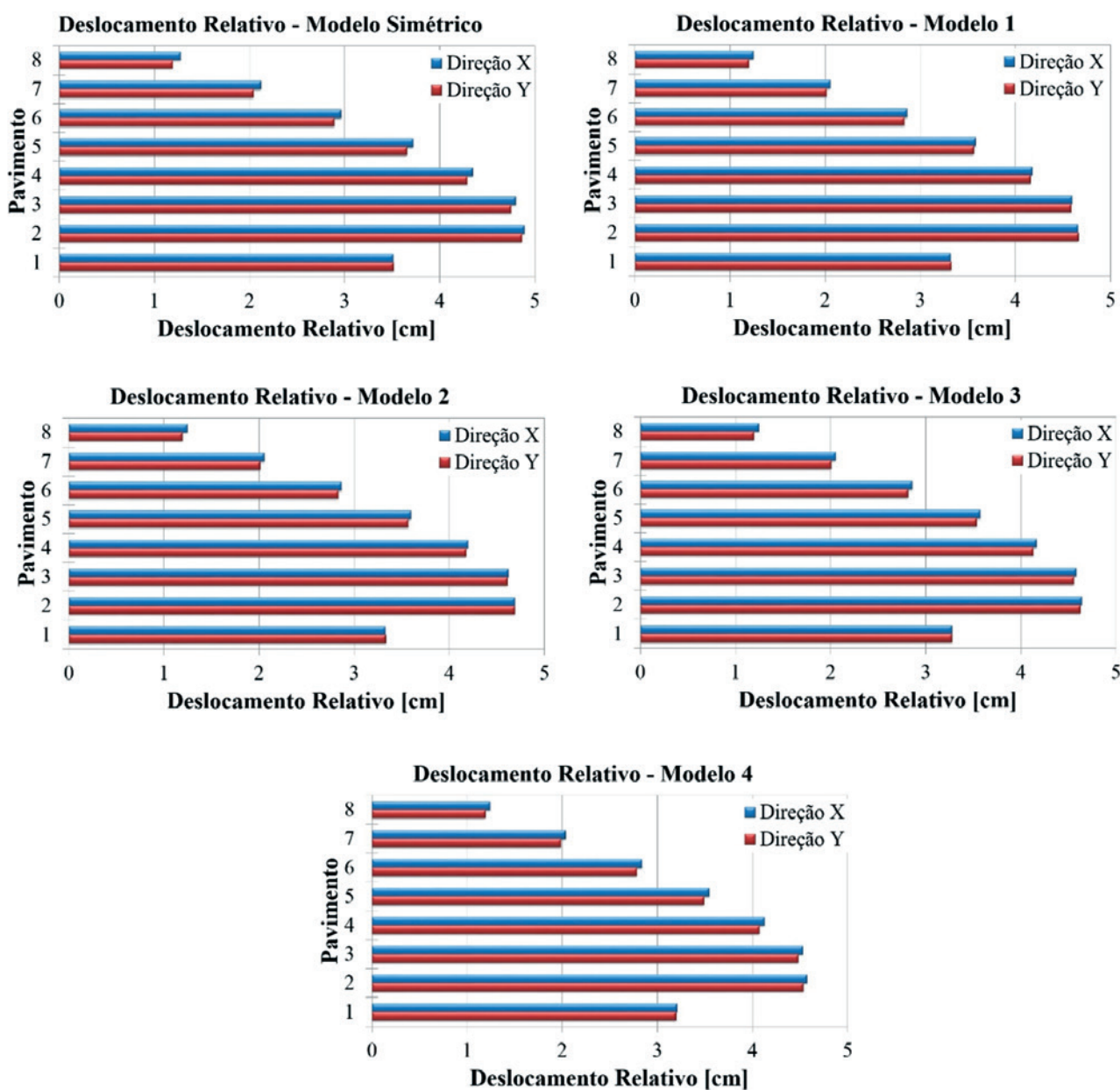
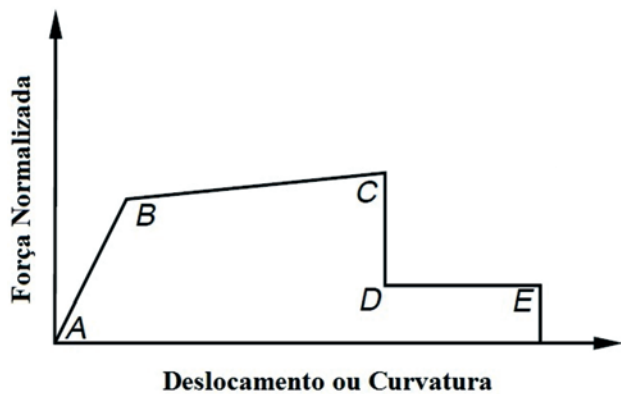


Figura 9 - Idealização do diagrama momento-giro ou momento-deslocamento, FEMA 356 (2)



partir do primeiro modo para estruturas com períodos fundamentais em torno de um segundo. Observa-se na Tabela 1 que todos os modelos cumprem com esse requerimento, portanto, foi usado esse procedimento. O centro do diafragma rígido do último pavimento foi utilizado como nó de controle ou referência.

Para obter a curva de capacidade é necessário representar o comportamento não linear de cada elemento estrutural (viga ou pilar) usando os diagramas momento-deslocamento ou momento-curvatura calculados a partir da norma FEMA 356 [2] (Figura [9]) e dos modelos constitutivos de Mander [20] para o concreto confinado (Figura [10a]) e o modelo tri-linear para o aço (Figura [10b], Falconi [21]).

Na Figura [9], a linha que une os pontos "A" e "B" representa a faixa de comportamento linear do elemento estrutural. A partir do ponto "B" o elemento estrutural escoou, apresentando grande deformação com aumento relativamente pequeno da carga aplicada. O ponto "C" indica a máxima resistência do elemento e, a partir desse ponto, a peça estrutural continua-se deformando sem suportar mais carregamento, resultando em uma redução repentina

Figura 10 - Modelos constitutivos: (a) concreto confinado; (b) aço

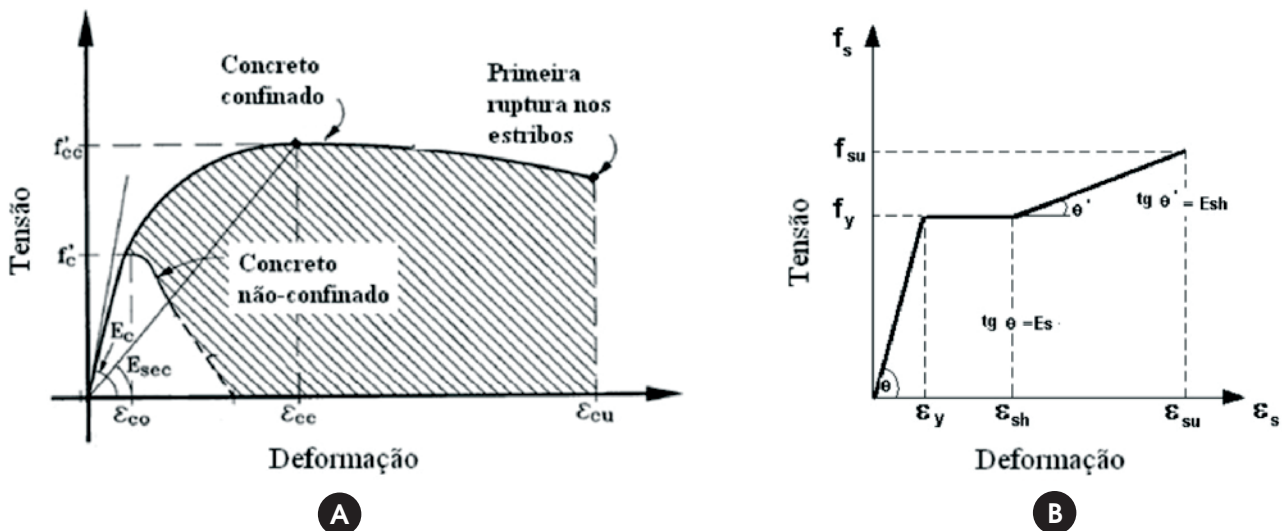


Figura 11 - Curva de capacidade resistente do caso de referência ou modelo simétrico na direção ortogonal X

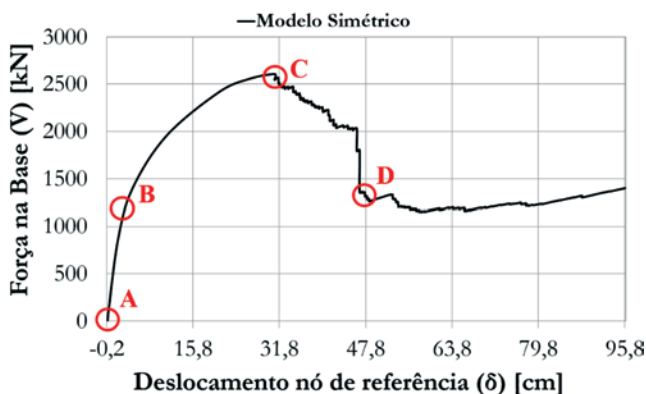


Figura 12 - Aproximação da curva de capacidade por meio de um modelo bilinear FEMA 440 (22)

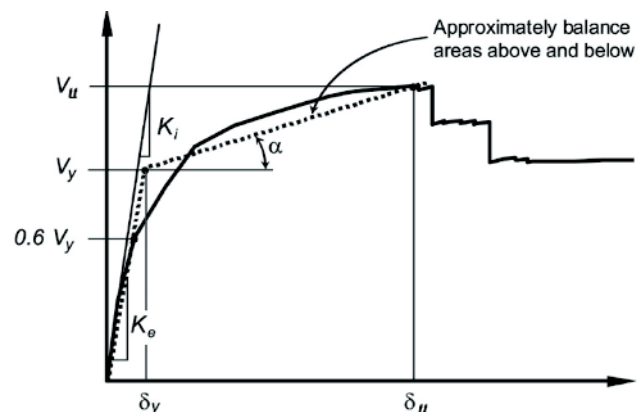


Tabela 3 – Results of bilinear models – yield and collapse displacements; ductilities

Model	X- Direction			Y- Direction		
	δ_y (cm)	δ_u (cm)	μ_x	δ_y (cm)	δ_u (cm)	μ_y
Reference	3,98	24,38	6,13	4,86	25,69	5,29
1	3,51	21,96	6,26	4,53	24,49	5,41
2	3,50	22,45	6,42	4,61	24,36	5,29
3	3,60	22,10	6,13	4,43	23,65	5,34
4	3,66	22,27	6,08	3,88	21,85	5,63

Figura 13 – Modelos bilineares dos casos analisados

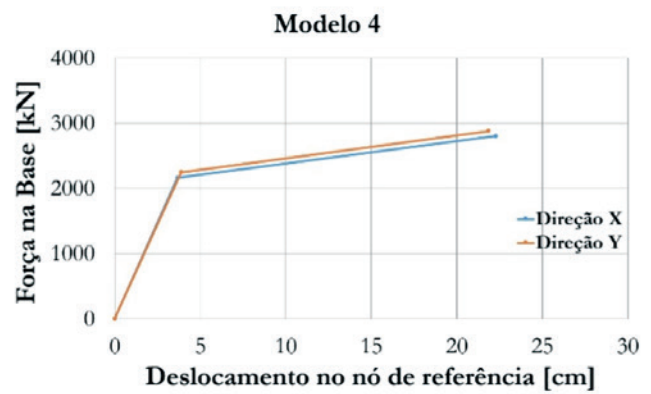
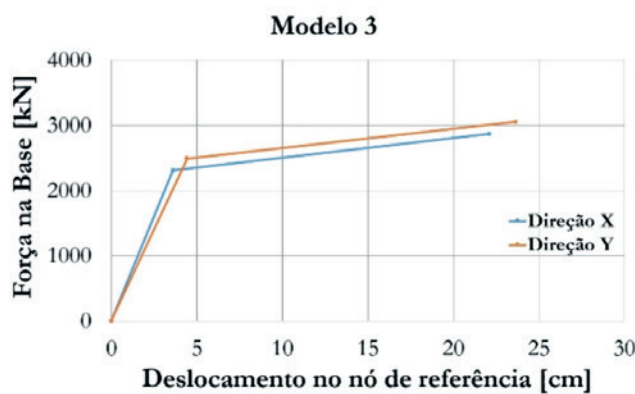
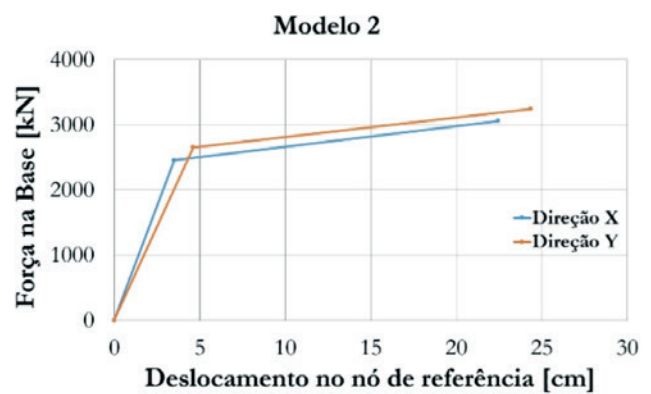
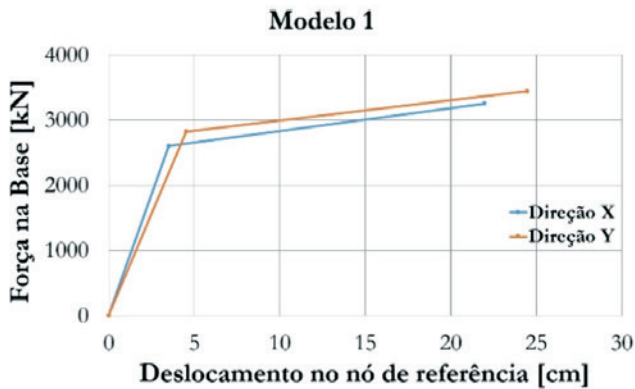
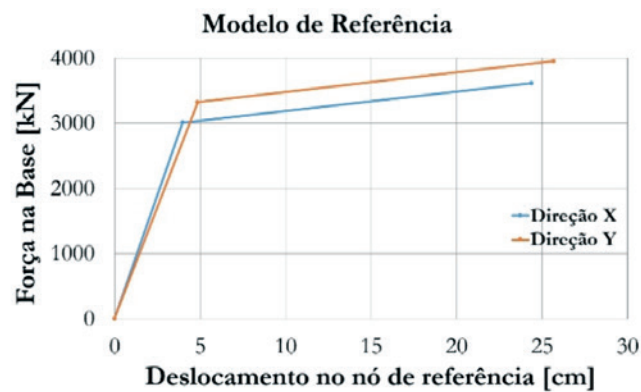
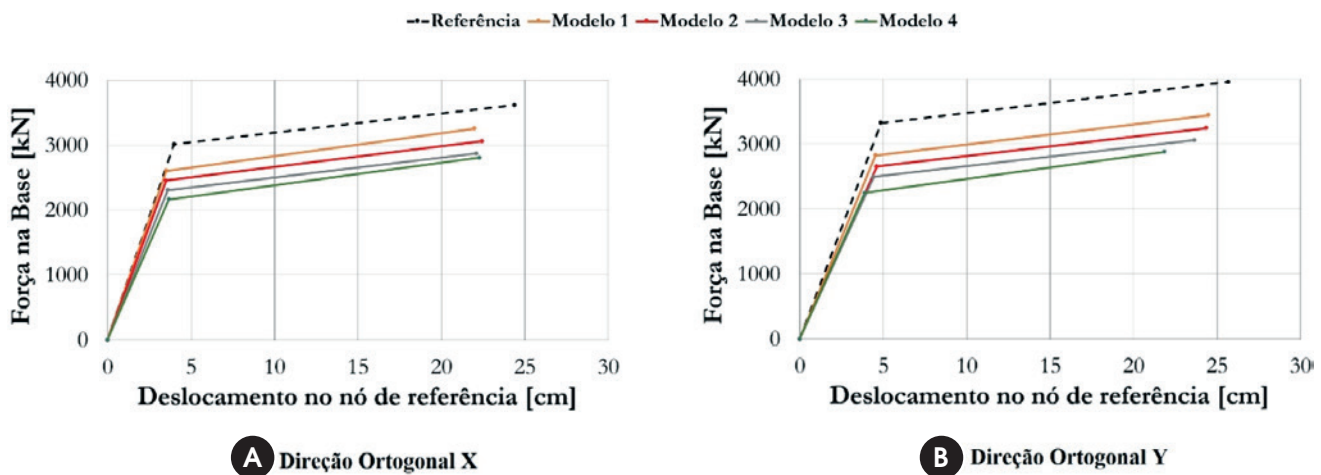


Figura 14 – Comparação dos modelos bilineares dos casos analisados nas duas direções ortogonais



na rigidez até o ponto “D”. Finalmente, o ponto “E” indica colapso da peça estrutural. No ETABS [4], as propriedades não-lineares dos elementos estruturais são representadas por meio de rótulas plásticas e são localizadas nos extremos desses elementos.

Assim, aplicando o método descrito na FEMA 356 [2] no modelo simétrico e tendo em consideração os critérios descritos anteriormente, o resultado obtido é a curva de capacidade desse modelo ilustrada na Figura [11]. Essa curva representa a resposta não linear da estrutura e a inclinação em qualquer ponto nessa curva indica a rigidez lateral da estrutura, de forma que a mesma diminui à medida que essa vai se deformando.

Na Figura [11], o ponto “B” representa o ponto de escoamento da estrutura. A linha que une os pontos “B” e “C” representa a deformação devida ao endurecimento e à perda de rigidez. Já o ponto “C” representa a resistência última da seção e a capacidade final da estrutura de acordo com a FEMA 356 [2]. Dessa forma, resulta de interesse apenas a parte do gráfico correspondente ao trecho A-C. Em seguida, observa-se uma degradação da resistência até o ponto “D”, seguida da perda total da capacidade de suportar cargas no final da figura. A FEMA 356 [2] recomenda que os primeiros elementos em plastificar sejam as vigas e não os pilares para garantir a segurança das pessoas e diminuir a perda de vidas.

Com o objetivo de facilitar o cálculo da ductilidade disponível, é conveniente trabalhar com um modelo bilinear da curva de capacidade, Figura [12].

Neste trabalho se utilizou o critério das áreas iguais descrito na norma FEMA 356 [2] e FEMA 440 [22] para construir os modelos bilineares simples, no qual o escoamento efetivo (EE) ou interseção das duas linhas é obtido quando a área exterior e inferior da curva de capacidade em relação ao modelo bilinear são consideradas aproximadamente iguais, como o mostrado na Figura [12], onde V_y corresponde à força na base que faz com que a estrutura ultrapasse seu limite de escoamento, δ_y o deslocamento produzido por V_y e chamado de deslocamento de escoamento, V_u é a força de colapso do primeiro elemento estrutural e δ_u o

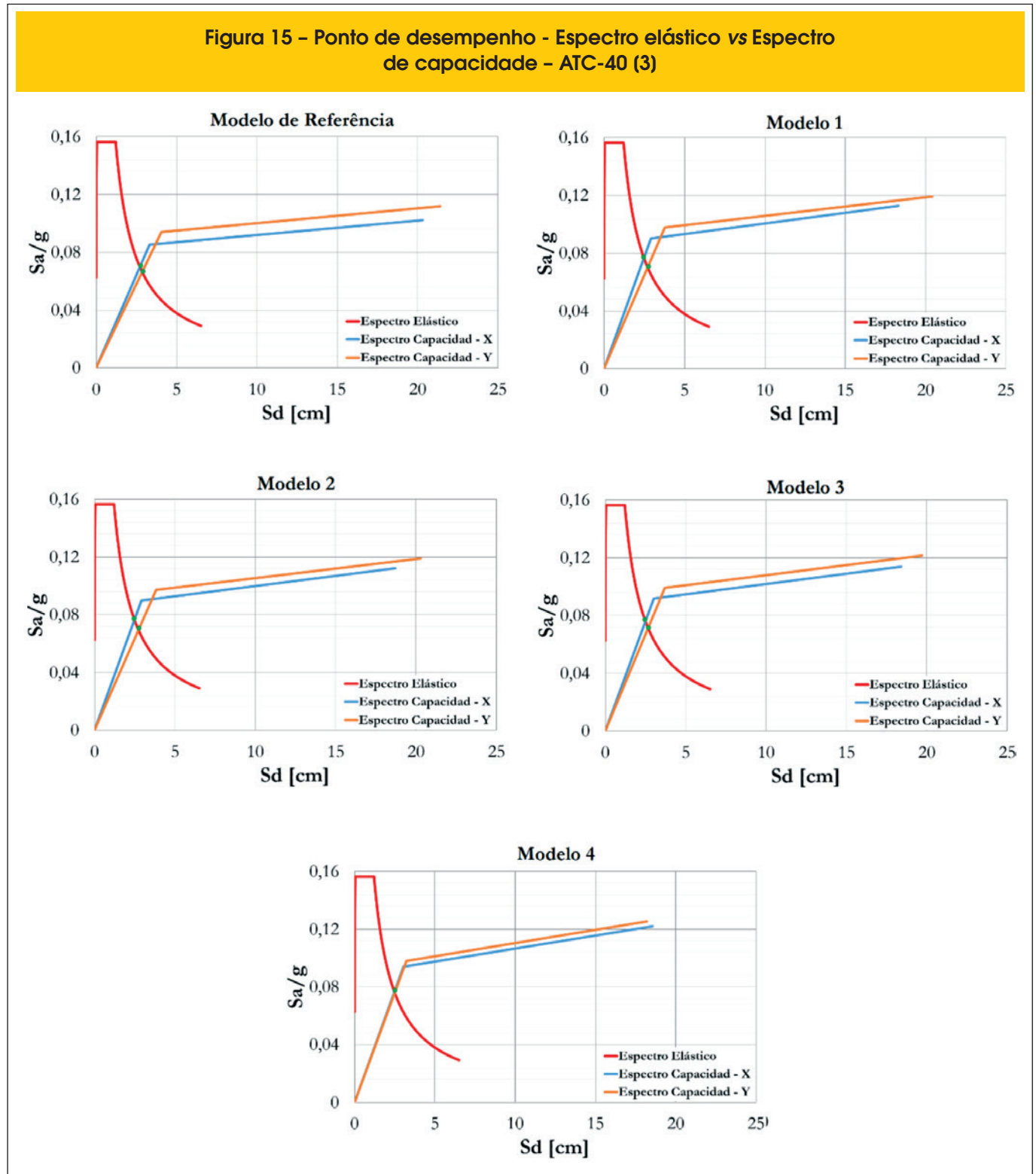
deslocamento último ou de colapso produzido pela força V_u . Os modelos bilineares para as duas direções ortogonais de todos os casos analisados são apresentados na Figura [13]. Já na Figura [14] apresenta-se a comparação dos modelos bilineares obtidos para as estruturas com irregularidades com os obtidos para o modelo de referência nas duas direções ortogonais. Já na Tabela [3], listam-se os deslocamentos últimos (δ_u) e de escoamento (δ_y). Das figuras anteriores observa-se que em todos os modelos, as forças necessárias para levar a estrutura ao escoamento (V_y) e ao colapso (V_u) diminuem à medida que as irregularidades são introduzidas no modelo de referência, sendo que os pórticos localizados na direção ortogonal Y precisam de uma força um pouco maior para escoar ou gerar o colapso do primeiro elemento estrutural em comparação aos pórticos localizados na direção X. Nota-se na Figura [14] que a rigidez lateral do modelo 4 varia significativamente em relação à do modelo de referência nas duas direções ortogonais, apresentando uma redução na resistência ao escoamento e ao colapso de até 28% na direção X e de 38% na direção Y.

Utilizando esses modelos bilineares é possível calcular a ductilidade disponível de cada modelo analisado que representa a capacidade da estrutura de se deformar sem colapsar. Essa ductilidade é calculada como a relação entre o deslocamento último ou de colapso (δ_u) e o deslocamento de escoamento (δ_y). As ductilidades calculadas para cada modelo são apresentadas na Tabela [3]. Na tabela anterior observa-se que em todos os casos analisados a ductilidade na direção ortogonal X resultou maior em comparação à direção ortogonal Y, ultrapassando o valor da ductilidade do modelo de referência, resultando em estruturas mais flexíveis. Observa-se nessa tabela que o modelo 4 apresentou um valor de ductilidade na direção X menor que os outros modelos. Isso significa que houve uma concentração de esforços em alguns pontos desse modelo, aumentando os valores das deformações e levando a estrutura ao escoamento e o colapso com forças relativamente baixas em comparação com os outros modelos.

Uma noção do desempenho sísmico dos modelos pode ser obtida comparando os deslocamentos máximos espectrais (Tabela [2]) com os deslocamentos obtidos da análise não linear (Tabela [3]). Observa-se que, para todos os casos, os deslocamentos

máximos espectrais foram menores que os deslocamentos de escoamento, com o qual pode-se dizer que todos os modelos analisados trabalham no regime elástico e indica que o projeto sísmico foi bem concebido.

Figura 15 - Ponto de desempenho - Espectro elástico vs Espectro de capacidade - ATC-40 (3)



A afirmação anterior pode ser comprovada calculando a demanda sísmica usando o método do Espectro de Capacidade definido na norma ATC-40 [3]. Esse método visa estimar o deslocamento máximo exigido nos modelos, chamado de Ponto de Desempenho, o qual é obtido pela interseção da curva de capacidade no formato ADRS (*Acceleration Displacement Respose Spectrum*) e do espectro de resposta elástico. A curva de capacidade no formato ADRS é chamada de espectro de capacidade, o qual é obtida a partir da curva de capacidade bilinear na qual é possível observar a aceleração da estrutura em função do deslocamento espectral lateral. Para essa conversão, cada ponto da curva de capacidade bilinear (V, δ) são transformadas em coordenadas espectrais (S_D, S_A) mediante equações definidas na ATC-40 [3]. Os resultados obtidos são apresentados na Figura [15].

Se o espectro de resposta elástico intersecta na faixa linear do espectro de capacidade, esse ponto é chamado o Ponto de Desempenho da estrutura e representa a resposta máxima de deslocamento da estrutura submetida à ação considerada. Da Figura [14] pode-se dizer que o deslocamento máximo de cada modelo não ultrapassou o seu respectivo deslocamento de escoamento (tabela [3]), por conseguinte, os modelos analisados trabalham no regime elástico. Como era o esperado, à medida que o modelo se torna irregular, o ponto de desempenho fica próximo do ponto de escoamento, como qual pode ser dizer que a recomendação é de trabalhar, sempre que possível, com estruturas simétricas, pois tendem a distribuir uniformemente os esforços, diminuindo a probabilidade de dano nos elementos estruturais, além de reduzir os efeitos de torção.

4. Conclusões

A concepção da estrutura de um edifício consiste no estabelecimento de uma combinação adequada dos diversos elementos estruturais existentes e na definição das ações a serem consideradas, com o objetivo de atender simultaneamente os requisitos de segurança, durabilidade, estética, funcionalidade, entre outros que as construções devem apresentar. Essa boa concepção define a qualidade estrutural de um imóvel que é determinante para sua resistência frente aos terremotos. Muitas vezes terremotos pequenos ou moderados provocam perdas severas se ocorrerem numa região cujas construções, não foram projetadas com as devidas considerações de cálculo.

A partir da análise do comportamento sísmico de uma estrutura simétrica e outros apresentando assimetrias ou irregularidades foi verificado que a capacidade da estrutura para resistir cargas laterais nos modelos com irregularidades é menor em relação ao modelo simétrico ou de referência. Mesmo a estrutura sendo irregular, verificou-se que ela pode trabalhar no regime elástico, o qual se consegue por meio detalhamento adequado, o que garante que o mecanismo de dissipação de energia funcione adequadamente. Neste caso, a capacidade da estrutura dependerá da plasticidade de seus elementos para não colapsar. Deve-se prestar atenção nos detalhes que gerem uma boa redundância estrutural, isto quer dizer, aumentar o número de ligações superabundantes para equilibrar as cargas aplicadas e dissipar a energia gerada pelos abalos sísmicos.

Caso não seja possível a dissipação através da plasticidade dos componentes estruturais, torna-se necessário o uso de dispositivos externos que auxiliem nessa labor.

5. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, NBR 15421:2006. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356), Washington, D.C, U.S.A, 518p, 2000.
- [3] SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS. Applied Technology Council (ATC-40), Redwood City, California, U.S.A, 1996.
- [4] ETABS. Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems - Nonlinear v9.7.2, Computers and Structures, Inc., California, U.S.A, 2010.
- [5] SANTOS, S.H.C., SOUZA LIMA, S., SILVA, F.C.M. Risco sísmico na região Nordeste do Brasil. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Vol. 3, No. 3, p. 374-389, Brasil, 2010.
- [6] SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. and ARAI, A., Comparative study of seismic standards in south american countries. 35th International Symposium on Bridge and Structural Engineering, London, 2011.
- [7] MIRANDA P. S. T. Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Ceará, Brasil, 2012.
- [8] PARISENTI, R. Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR-15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, 2011.
- [9] CHINTANAPAKDEE, C. AND CHOPRA, A.K. Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses. International Journal of Structural Engineering © ASCE, 1777-1785, 2004.
- [10] GALÍNDEZ, N. Desempeño de pórticos de acero resistentes a momento diseñados de acuerdo con la NSR-98. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia, 2005.
- [11] MICHALIS, F., DIMITRIOS, V. AND MANOLIS, P (2006). Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-story steel frame. WILEY Interscience, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 35:1489-1509, 2006.
- [12] PEÑA, M. A. M. Análisis “push-over” de edificios con pórticos de acero en Bogotá. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2010.
- [13] BOBADILLA, H., CHOPRA, A.K. Evaluation of the MPA procedure for estimating seismic demands: RC-SMRF buildings. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [14] JIANMENG, M., CHANGHAI, Z. AND LILI, X. An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures. Paper published in Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 7, No. 1, 25-31, 2008.
- [15] LE-TRUNG, K., LEE, K., LEE, J. AND LEE, H. Evaluation of seismic behavior of steel special moment frame buildings with vertical irregularities. Paper published online Wiley Online Library, 215-232, 2010.

- [16] İNAN, T. AND KORKMAZ, K. Evaluation of structural irregularities based on architectural design consideration in turkey. Paper published in Structural Survey, Emerald Group Publishing Limited, Vol.29, No. 4, 303-319, 2011.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118:2007. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.
- [18] ALVES, P. C. (2009). Cartografia geotécnica para obras subterrâneas: condições de construções de garagens subterrâneas e metrô no plano piloto de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 178/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- [19] CHOPRA, A.K. Dynamics of Structure, Vol. 1. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, U.S.A, 1995.
- [20] MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, v.114, nº 8, p. 1804-1826, 1988.
- [21] FALCONI, R. A. Verificación del desempeño en el diseño sismo resistente. In: Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 2, No. 1, p. 41-54. Puerto Rico, 2002.
- [22] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. (FEMA 440), Washington, D.C, U.S.A, 392p, 2005.
- [23] GUERRA, C.J; QUINTANA, M.M. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%. Trabajo para optar el título de ingeniero civil, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú, 2012.

Study of methods for the design of cellular composite steel and concrete beams

Estudo de metodologias para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfil celular

A. BADKE-NETO ^a
augbadke@gmail.com

A. F. G. CALENZANI ^a
afcalenzani@gmail.com

W. G. FERREIRA ^a
walnorio@gmail.com

Abstract

Currently, with the advancement of welding and cutting technology, steel profiles with circular openings, called cellular profiles, have become widely used as beams. The ABNT NBR 8800:2008 and international standards do not address cellular steel beams and cellular composite steel and concrete beams, which contributes to their limited use. A computer program was developed and validated for the design of cellular composite steel and concrete simply supported beams based on two different methods from the literature. The use of this computational tool made possible a parametric study comprising cellular composite beams obtained from two different rolled steel I sections. In this study, the influence of the geometric parameters of the cellular profile and the influence of beam span in the strength and in the failure mode was analyzed. It was concluded that in many situations the use of composite cellular beams is advantageous in relation to original composite beams.

Keywords: cellular composite steel and concrete beams, cellular beams, design.

Resumo

Atualmente, com o avanço da tecnologia de corte e solda, perfis de aço com aberturas sequenciais na forma circular, denominados perfis celulares, vêm sendo bastante utilizadas como vigas de edificações. A ABNT NBR 8800:2008 e as normas estrangeiras não abordam vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto com perfil celular, o que contribui para que o seu uso seja limitado. Foi desenvolvido e aferido um programa computacional para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfil celular biapoiadas de acordo com duas metodologias distintas da literatura. Um estudo paramétrico abordando vigas mistas com perfis celulares obtidos de dois perfis I de aço laminados comerciais foi realizado. Nesse estudo, a influência dos parâmetros geométricos do perfil celular e do comprimento do vão da viga na resistência e na forma de colapso foi analisada. Foi possível concluir que em muitas situações o uso de vigas mistas com perfil celular é vantajoso em relação às vigas mistas de alma cheia.

Palavras-chave: vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares, vigas alveolares, dimensionamento.

^a Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1. Introduction

1.1 Generalities

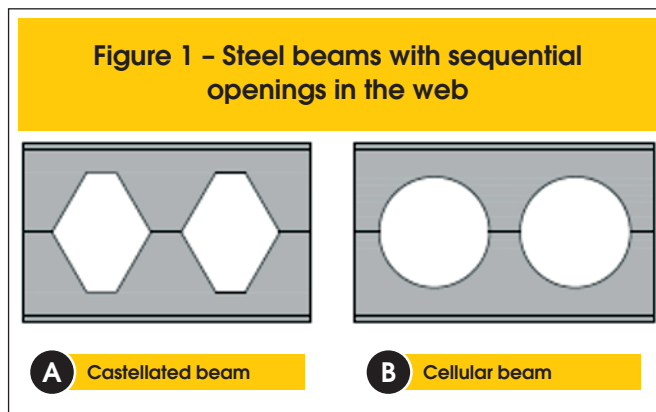
The steel beams with sequential openings in the web were created from structural requirements of weight reduction and are manufactured from rolled profiles, with standardized openings in the web. These beams are also referred to in the technical literature as “expanded web beams”. The openings in the web can be fabricated in the form of hexagons or circles, resulting respectively in castellated or cellular beams, Figure 1.

Cellular beams are made from I or H sections, whose web is cut longitudinally in the desired format. Then, the two halves are displaced and welded by the axis, in order to generate openings in sequence along the web and increase in height of the cross section, Figure 2. The search for a rational use of resources in the design of structural steel buildings often induces the choice of solutions that facilitate the integration of services with the structure. Accordingly, the design of steel beams with web openings for the passage of service ducts have been increasingly demanded. Cellular beams are quite used as they allow the passage of ducts through the openings, by integrating the facilities with the floor system, reducing the vertical space required per floor.

The cellular beam has represented a highly competitive solution. One of its great advantages is that with virtually the same amount of steel as the original beam, a much higher moment strength can be achieved, due the increased height of the cross section, making it possible to overcome longer spans, which will reduce the numbers of columns resulting in a lower cost and greater speed of erection. Even from an economic point of view, manufacturing operations have relatively little cost, and are compensated by increased load capacity and stiffness.

In contrast to the advantages, the beams have reduced capacity to shear, which may require reinforcement of the web, generating significant cost. They are still inefficient in resisting the stresses resulting from localized forces, being more suitable for large spans subjected to small loads.

Cellular beams can be designed as composite when there is a shear connection between the steel and the concrete slab, thus being able to overcome even greater spans than the conventional



composite beam, due to the increased stiffness provided by the geometry of the cellular beam.

Cellular beams are not used to their full potential for not being included in the national steel structure design standard, ABNT NBR 8800: 2008 [2] and also because they are unknown to most designers.

This paper aims at the development of a computer program with the methods of Ward [3] and Lawson and Hicks [4] for the design of cellular composite steel and concrete beams, to analyze the influence of the cellular beam geometry on the ultimate load and failure mode of a series of cellular composite beams, constituted from the connection between the cellular steel profile and the composite slab. Additionally, the results obtained from the computer program for each method are compared with each other and with experimental results from the literature.

1.2 Failure modes

1.2.1 Formation of Vierendeel mechanism

The presence of shear forces of high magnitudes on the beam implies the formation of the Vierendeel mechanism (Figure 3 (a)). The formation of plastic hinges occurs at the corners of the openings, deforming the beam in the manner of a parallelogram. This mechanism is more likely to develop in the beams with short spans, shallow tee-section and long weld between two openings.

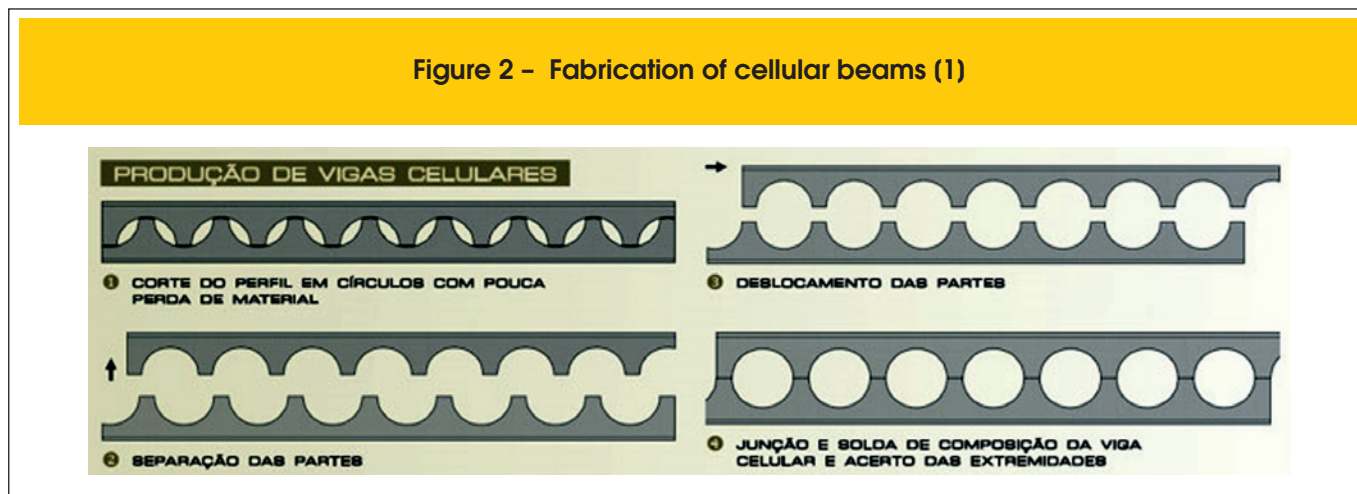
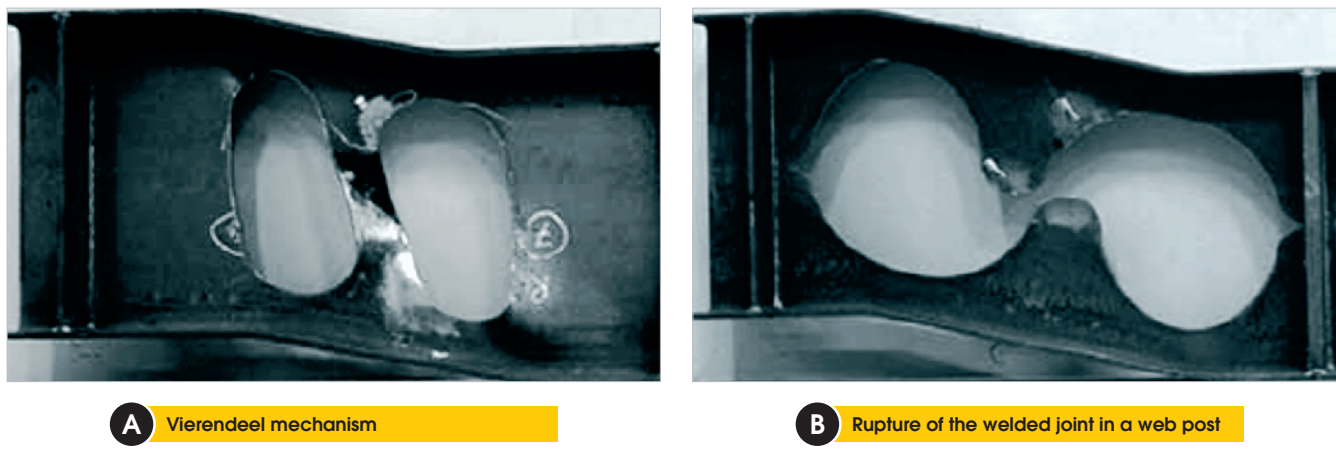


Figure 3 – Failure modes (5)



The failure will occur at the opening with the maximum shear force. In the case of openings with the same shear force, this failure will occur at the opening with the greatest bending moment.

1.2.2 Formation of plastic hinges

This failure occurs when the bending moment makes the upper and lower tees yield by tension and compression. The moment strength is equal to the plastic moment of a section taken through the vertical centerline of an opening.

1.2.3 Rupture of the welded joint

The rupture of the welded joint occurs when the longitudinal shear stress exceeds the weld resistance (Figure 3 (b)). This failure

mode depends on the spacing of openings. There will be a greater chance of failure for smaller openings spacing.

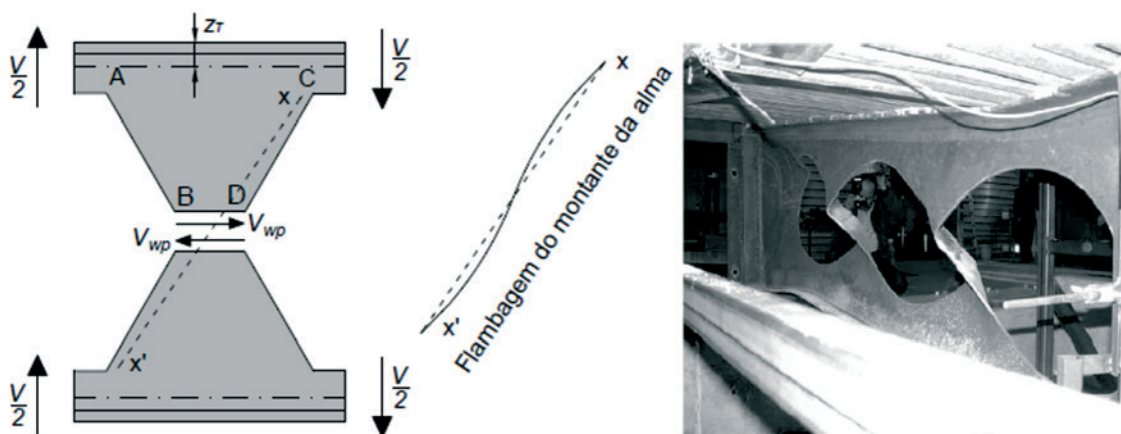
1.2.4 Lateral torsional buckling

The lateral torsional buckling is characterized by a lateral displacement and a rotation of the cross section. According to Kerdal and Nethercot [6], the cellular beams and solid web beams have similar behaviors with regard to lateral buckling, but the geometric properties of cellular beams should be taken in the centerline of the openings.

1.2.5 Web post buckling due to shear

The shear force V_{WP} (Figure 4), acting along the welded joint stress

Figure 4 – Web post buckling due to shear (7)



the web post in bending, causing tensile stress on contour AB and compression on the contour CD. In the web post buckling due to shear the compressed part tends to move away from the longitudinal plane of the section while the tensioned part tends to remain in the starting position. According to Kerdal and Nethercot [6], this failure mode normally occurs in inelastic regime with a significant yielding of the sections.

1.2.6 Web post buckling due to compression

Web post buckling due to compression occurs by the presence of localized loads or support reactions directly applied in the web post. It is similar to - buckling of axially compressed bars.

1.3 Methodologies for the design of cellular composite steel and concrete beams

In this research were used two methods for the design of cellular composite steel and concrete beams, extracted from Ward [3] and Lawson and Hicks [4] design guides. Both design guides use the prescriptions of European standards when referring to limit states and design resistances already established. The formulations of the cited methods were adapted to meet the criteria of the ABNT NBR 8800: 2008. Items 1.3.1 and 1.3.2 briefly describe the design strength for each ultimate limit state approached by these methods.

1.3.1 Lawson e Hicks [4] method

1.3.1.1 Shear strength at an opening

The shear strength of a cellular composite beam is established as the shear strength of the steel section plus the shear strength of the concrete slab. The shear plastic strength of the steel section at the opening is equal to:

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.6A_w f_y}{\gamma_{a1}} \tag{1}$$

where A_w is the sum of the areas of the upper and lower tee webs, f_y is the yield strength of steel and γ_{a1} is the resistance factor of steel cross sections, equal to 1.10.

For composite steel and concrete slabs, the shear force strength per unit length must be obtained according to the ABNT NBR 8800: 2008 [2]. For solid reinforced concrete slabs, the ABNT NBR 6118: 2014 [8] is used for the calculation of this shear strength. In both cases, the value of the shear force strength per unit length is multiplied by an effective width, b_w , given by $b_w = b_f + 2h_{t,ef}$, where b_f is the flange width of the steel section and $h_{t,ef}$ is the effective depth of the slab. Regardless of the use of steel deck, the effective depth of the slab can be considered as 75% of its total depth (0.75 h_s).

1.3.1.2 Moment strength at an opening

There are two different situations to determinate the plastic moment strength. In the first case it is assumed that the plastic neutral axis is in the slab, while in the second its location is admitted in the

top tee of the steel section. When the plastic neutral axis is in the slab, the moment strength is given by:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} \left(h_{ef} + z_T + h_t - \frac{1}{2} z_c \right) \tag{2}$$

When the plastic neutral axis is in the top tee of the steel section, the moment strength is defined as:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} h_{ef} + N_{c,Rd} \left(z_T + h_t - \frac{1}{2} t_c \right) \tag{3}$$

where $N_{bT,Rd}$ is the axial force in the bottom tee, h_{ef} is the effective depth of the beam between the centroids of the tees, h_t is the slab depth, z_T is the depth of the centroid of the top tee from the outer edge of the flange, z_c is the depth of concrete in compression e $N_{c,Rd}$ is the compression strength of the concrete slab.

1.3.1.3 Vierendeel mechanism

The Vierendeel moment strength is the sum of the Vierendeel moment strengths at the four corners of the opening, with the contribution due to local composite action between the top tee and the slab. The Vierendeel moment strength must be greater than the design value of the difference in bending moment, due to shear force, at the left and right of the effective length of the opening, as given by:

$$2M_{b,NV,Rd} + 2M_{t,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Sd} l_e \tag{4}$$

where $M_{b,NV,Rd}$ is the reduced moment strength of the bottom tee for the presence of shear and axial tension, $M_{t,NV,Rd}$ is the reduced moment strength of the top tee for the presence of shear and axial tension, $M_{vc,Rd}$ is the moment strength due to local composite action between the top tee and the slab.

The V_{Sd} value is the design vertical shear force taken as the value at the lower moment side of the opening. For circular openings, the calculation method provides an equivalent rectangular opening, where its height is designated as $h_{eo} = 0.9d_o$ and its effective length is given by $l_e = 0.45d_o$, on which d_o is the diameter of the openings.

1.3.1.4 Longitudinal shear strength

The design longitudinal shear strength of the web post can be established as:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.6s_o t_w f_y}{\gamma_{a1}} \tag{5}$$

where s_o is the edge-to-edge spacing of the openings and t_w is thickness of the web.

1.3.1.5 Bending strength of web post

The design bending strength of the web post should be calculated using the elastic strength module as follows:

$$M_{wp,Rd} = \frac{s_o^2 t_w f_y}{6 \gamma_{al}} \tag{6}$$

1.3.1.6 Web post buckling

To calculate the buckling strength it is necessary to determine the reduction factor (c) as established by ABNT NBR 8800: 2008 [2]. However, the non-dimensional slenderness of the web post is given by:

$$\lambda_o = \frac{1.75 \sqrt{s_o^2 + d_o^2}}{t_w \lambda_1} \tag{7}$$

where $\lambda_1 = \pi \sqrt{E f_y}$, on which E and f_y are the modulus of elasticity and the yield strength of steel, respectively. The buckling resistance of the web post is given by:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{al}} \tag{8}$$

1.3.2 Ward’s method [3]

1.3.2.1 Shear strength at an opening

The shear strength at an opening is taken equal to the shear

strength of the steel section, calculated by Equation (1). Therefore, the shear strength of the concrete slab is ignored.

1.3.2.2 Moment strength at an opening

The moment strength of a cellular composite beam can be determined using a plastic stress distribution similar to that described in ABNT NBR 8800:2008 [2] for solid composite beams under positive bending moment and full shear connection. In case of partial shear connection, the bending resistance of the cellular composite beam is given by:

$$M_{Rd} = M_{el} + \eta_i (M_{pl} - M_{el}) \tag{9}$$

where M_{el} is the elastic moment of the steel section (both tees), η_i is the shear connection degree and M_{pl} is the plastic moment of the composite beam for full shear connection.

1.3.2.3 Vierendeel mechanism

The Vierendeel mechanism occurs due the formation of a plastic hinge at a certain angle of the circular opening, at an associated section called critical section. The interaction of secondary moments and axial forces, due to the transfer of shear and local axial force (caused by bending of the beam) through the opening is verified using the following equation:

$$\frac{N'}{N'_{Rd}} + \frac{M'}{M'_{pl}} \leq 1 \tag{10}$$

where N' e M' are forces on the critical section, N'_{Rd} is the product of the area of critical section by the yield strength of steel, f_y , and M'_{pl} is the plastic moment in the critical section for plastic sections and equal to the elastic moment for other sections.

1.3.2.4 Longitudinal shear force

The longitudinal shear resistance is calculated by Ward method [3] in the same way as shown for the Lawson and Hicks [4] method.

1.3.2.5 Web post flexural and buckling strength

The web post strength is governed by two modes of collapse: flexural failure, caused by the formation of a plastic hinge, and buckling. The failure mode depends on the web thickness and the ratio s/d_o (spacing of adjacent openings/diameter of openings). After a series of non-linear finite element analysis, design curves were computed for the web post, which resulted in the following verification equation:

$$\frac{M_{max}}{M_e} = \left[C_1 \left(\frac{s}{d_o} \right) - C_2 \left(\frac{s}{d_o} \right)^2 - C_3 \right] \tag{11}$$

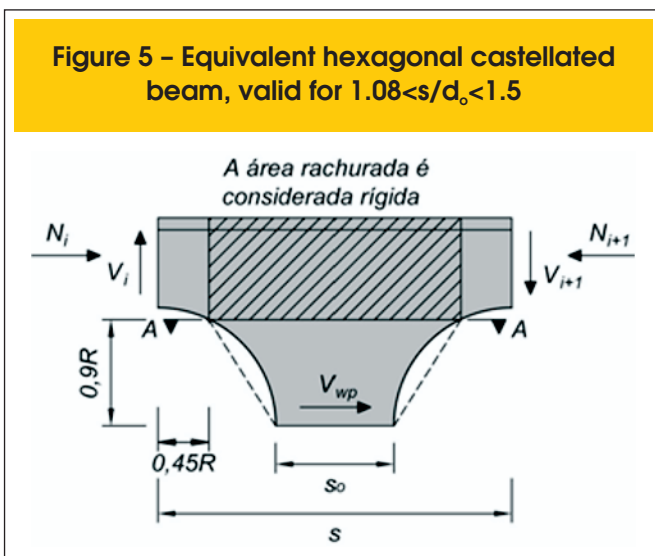
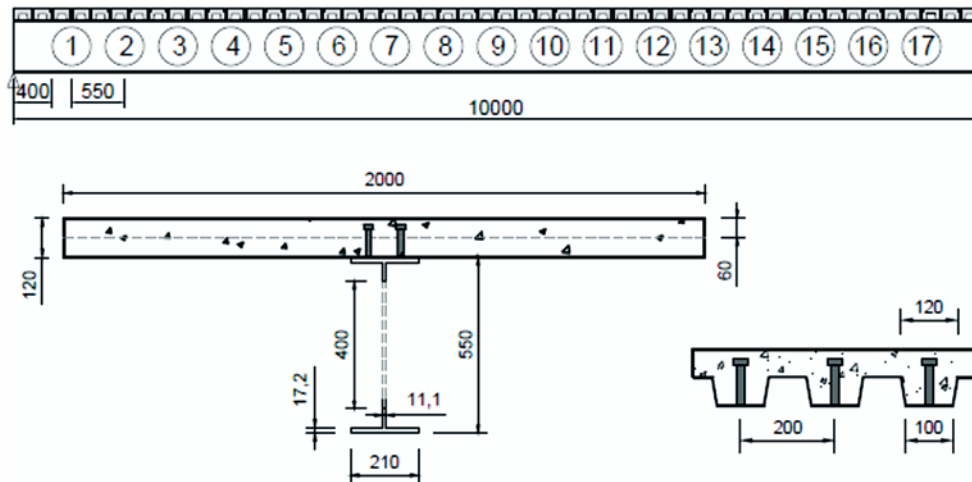


Figure 6 – Geometrical characteristics of the cellular composite beam from Oliveira (9) (dimensions in millimeters)



where M_{max} is the maximum allowable moment at the section A-A of Figure 5, M_e is the elastic moment at the section A-A of Figure and C_1 , C_2 and C_3 are constants defined according to the diameter of openings and web thickness.

2. Methodology

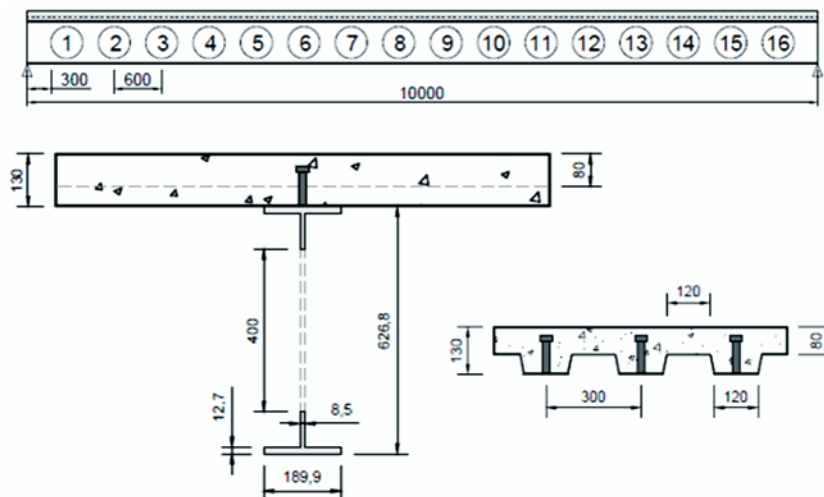
2.1 About the program

The computer program for the design of composite cellular steel and concrete beams, called DIMCEL, was developed in MATLAB

(2010) addressing the Lawson and Hicks [4] and Ward [3] methods. The program designs simply supported beams with composite steel and concrete sections composed of symmetrical cellular sections, without web stiffeners and unfilled openings. Also allows the design of steel cellular beams, i. e., without considering the contribution of the concrete slab, but considers continuous lateral restraint. Therefore, both types of construction can be analyzed: unpropped construction and propped construction. In the case of unpropped construction, just perform additional verification of the steel cellular beam subject only to construction loads.

Two types of concrete slabs are considered for the composite

Figure 7 – Geometrical characteristics of the cellular composite beam from Ward (3) (dimensions in millimeters)



beam: solid concrete slab and composite steel and concrete slab. For shear connections, are addressed only stud shear connectors. The loads can be distributed along the length of the beam or concentrated at pre-established locations by the user.

2.2 Program validation

For the program validation, were selected two numerical examples from the literature. Oliveira’s [9] example was used to validate the method of Lawson and Hicks [4] and Ward’s method [3] was validated with the example contained in his own guide.

Oliveira’s [9] example corresponds to a cellular composite steel and concrete simply supported beam. The geometrical characteristics of the composite beam are shown in Figure 6. The cellular beam was obtained from an IPE 550 section. The steel is S235. Before the concrete cure the beam self weight is 7.35 kN/m, after the cure the self weight is 7.11 kN/m, permanent load is 3 kN/m and the imposed load is 15 kN/m. The compressive strength of the concrete is 30 MPa. The beam spacing is 2 m. Stud shear connectors were used with a diameter of 19 mm and two connectors per trough.

The Ward’s [3] example corresponds to a cellular composite steel and concrete simply supported beam. The geometrical characteristics of the composite beam are shown in Figure 7. The cellular beam was obtained from an UB 457x67 section. The steel is S355. Before the concrete cure the beam self weight is 2.38 kN/m², after the cure the self weight is 2.24 kN/m², the permanent load is 0.5 kN/m² and the imposed load is 6 kN/m². The compressive strength of concrete is 30 MPa. The beam spacing is 3 m. Stud shear connectors were used with a diameter of 19 mm and one connector per trough.

Table 1 compares the results of the program with the numerical example of Oliveira [9], which addresses the Lawson and Hicks

[4] method and Table 2 compares the results of the program with Ward’s [3] method. The program validation was proven because it was found that the percentage differences between program results and numerical examples are due exclusively to the adopted normative criteria, since the program uses ABNT NBR 8800: 2008 while the examples have been resolved in accordance with European standards.

2.3 Experimental testing

2.3.1 Nadjai et al. [10] test

The cellular composite steel and concrete beam, denominated Ulster Beam A1, was tested by Nadjai et al. [10] and corresponds to a simply supported beam with concentrated loads applied at two points. In Figure 8, the geometric characteristics of the experimental model are presented: span between supports of 4500 mm, expanded depth equal to 575 mm, diameter of the openings equal to 375 mm and spacing of adjacent openings of 500 mm. The steel cellular beam was fabricated from an UB 406x140x39 section. The steel is S355.

The composite steel and concrete slab has a width of 1200 mm and total depth of 150 mm, in which 99 is the depth of concrete above decking profile and 51 is the overall depth of decking profile, with normal density concrete. The concrete compressive strength was evaluated by three cubic samples during the test realization, which provided an average value of 35 MPa. The slab reinforcement consisted of welded wire mesh reinforcement A142 (bars with 7 mm diameter spaced every 200 mm) with yield strength of 500 MPa.

The ultimate limit state which led the Ulster Beam A1 to failure was the web post buckling. For comparison purposes, was calculated by the program the failure load related to that limit state by both

Table 1 - Comparison of the results obtained from the Oliveira’s (9) example and the computer program

	Bending at an opening (kNm)				Shear force at an opening (kN)		Vierendeel mechanism (kNm)		Longitudinal shear (kN)	
	M _{Sd}	M _{Rd}	N _{ab,Sd}	N _{ab,Rd}	V _{Sd}	V _{Rd}	M _{v,Sd}	M _{v,Rd}	V _{wp,Sd}	V _{wp,Rd}
Example ¹	451.86	691.51	722.03	1104.97	162.31	390.74	29.22	58.95	131.8	225.9
Program ²	451.88	625.05	726.21	1004.52	162.31	282.47	29.22	55.11	131.81	213.42
Difference (%)	0.00	9.61	-0.58	9.09	0.00	27.71	0.00	6.51	-0.01	5.52

	Web post bending (kN)		Web post buckling (kN)		Limiting value of shear force (kN)			Deflection (mm)	
	M _{wp,Sd}	M _{wp,Rd}	N _{wp,Sd}	N _{wp,Rd}	Buckling		Bending		
					V _{Sd}	V _{Rd}	V _{Rd}		
Example ¹	0	9.78	131.8	302.97	149.11	228.38	368.58	22.33	225.9
Program ²	0	8.89	131.81	284.56	149.12	301.61	330.93	18.2	213.42
Difference (%)	0.00	9.10	-0.01	6.08	-0.01	-32.06	10.21	18.50	5.52

¹ Oliveira’s (9) example; ² Program developed in this study.

Table 2 – Comparison of the results obtained from the Ward’s (3) example and the computer program

	Bending at an opening (kNm)		Shear force at the support (kN)		Shear force at an opening (kN)		Longitudinal shear (kN)		Web post strength (kNm)	
	M_{Sd}	M_{Rd}	V_{Sd}	V_{Rd}	V_{Sd}	$V_{o,Rd}$	$V_{o,Sd}$	$V_{o,Rd}$	M_{AA}	M_{max}
Example ¹	504	808	201.6	1135	181.4	370	139	326	25	45.13
Program ²	474.54	792.09	190.5	1031.7	171.45	373.29	131.14	329.18	23.61	41.02
Difference (%)	5.85	1.97	5.51	9.10	5.49	-0.89	5.65	-0.98	5.56	9.11

	Vierendeel mechanism	Deflection (mm)
	$N_{t,Sd} + M_{sd}$ $N_{t,Rd} + M_{pl}$	
Example ¹	0.84	20.6
Program ²	0.95	20.23
Difference (%)	-13.10	1.80

¹ Ward’s (3) example; ² Program developed in this study.

methods, Lawson and Hicks [4] and Ward [3]. From Table 3, it can be noted that both methods are safer and the method of Lawson and Hicks [4] predicted the failure load related to the limit state in question more accurately.

2.3.2 Müller et al. [11] test

The cellular composite steel and concrete beam, denominated

RWTH Beam 1B, was tested by Müller et al. [11] and corresponds to a simply supported beam with a concentrated load applied at four points. In Figure 9, the geometric characteristics of the experimental model are presented: span between supports of 6840 mm, expanded depth equal to 555.2 mm, diameter of the openings equal to 380 mm and spacing of adjacent openings of 570 mm. The steel cellular beam was fabricated from an IPE 400 section. The steel is S355.

Figure 8 – Geometrical characteristics of the Ulster Beam A1 (dimensions in millimeters)

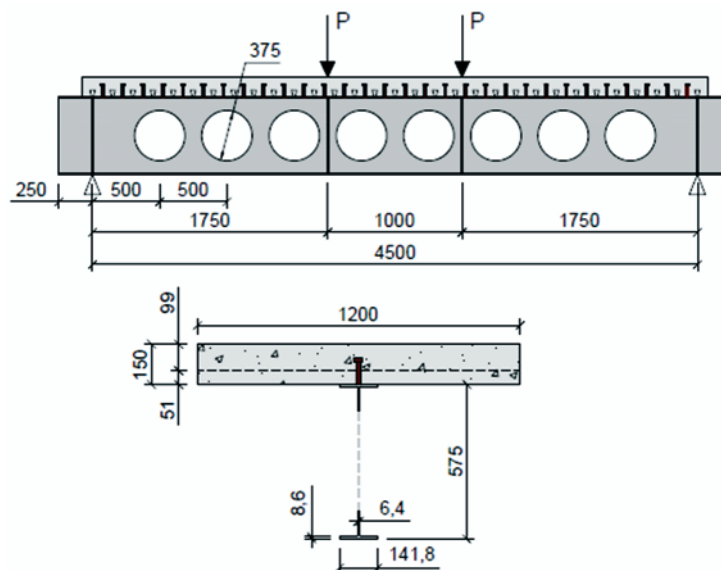


Table 3 – Comparison between the results of Nadjai et al. (10) and the program

	Failure load (kN)	Percentage difference $(P_p^* - P_e)/P_e \times 100$
Experimental (P_e)	370	-
Lawson e Hicks (4)	310	-16%
Ward (3)	276	-25%

(*) P_p = Failure load obtained by the program

Table 4 – Comparison between the results of Müller et al. (11) and the program

	Failure load (kN)	Percentage difference $(P_p^* - P_e)/P_e \times 100$
Experimental (P_e)	843.7	-
Lawson e Hicks (4)	692	-18%
Ward (3)	556	-34%

(*) P_p = Failure load obtained by the program

Müller et al. [11] considered full interaction between steel and concrete. This interaction was achieved with the use of stud shear connectors, with a diameter of 19 mm and one connector per trough. The geometric characteristics of the steel deck are the same of that shown at Ulster-A1 model.

The composite steel and concrete slab has a width of 1800 mm and total depth of 130 mm, in which 79 is the depth of concrete above decking profile and 51 is the overall depth of decking profile, with normal density concrete. In the concrete slab was used a reinforcement of 0.4% in longitudinal and transverse directions, which was located at 20 mm from top of the concrete face.

The cellular composite steel and concrete beam RWTH Beam 1B was tested with the openings 11 and 12 filled. The ultimate limit state that led the beam RWTH Beam 1B to failure was the web post buckling between the openings 1 and 2. From the calculation program results, the failure should be governed by the Vierendeel mechanism, with a load 21% lower than the experimental according to the Lawson and Hicks [4] method and a load 42% lower than the experimental according to the Ward’s [3] method.

The Table 4 shows the comparison between the experimental results and computational program for each method considering the web post buckling that governed the experimental failure. It may be noted that both methods are safer and the method of Lawson and Hicks [4] was more accurate in the prediction of the failure load related to the limit state in question.

3. Results and discussions

The parametric study of cellular composite beams was performed considering beams obtained from two I rolled section, W 310x32.7 and W 530x85. The study was realized to simply supported beams subjected to a uniformly distributed load, considering propped construction. The steel is ASTM A572 (Grade 50).

The slab studied is composite steel and concrete with overall depth of decking profile equal to 75 mm, parallel to the beam span and composed of concrete with compressive strength of 30 MPa. The total height of the slab was 130 mm and the beam spacing was 3 m.

Figure 9 – Geometrical characteristics of the RWTH Beam 1B (dimensions in millimeters)

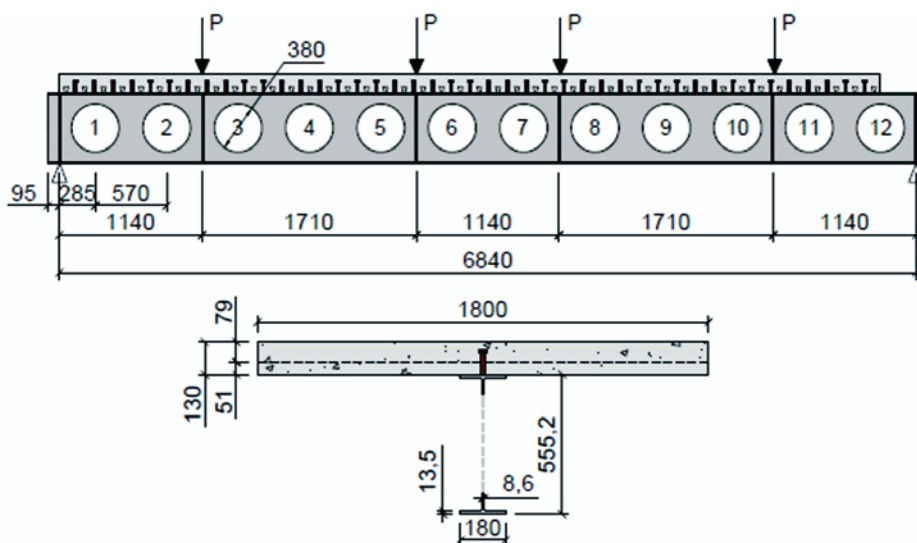


Table 5 – Geometric parameters adopted for the W 310x32.7 section

d	d _o	s	L/d _g
1.3d _g	0.6d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.7d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.8d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1.4d _g	0.63d	1.3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.7d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.8d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1.5d _g	0.73d	1.3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.8d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1.57d _g	0.8d	1.3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40

Stud shear connectors with 19 mm diameter were adopted. Initially, the number of connectors was calculated considering full interaction between steel and concrete for the solid composite beams that originated the studied cellular composite beams. The same number of shear connectors was adopted to the cellular composite beams.

The Ward [3] and Lawson and Hicks [4] methods have different geometric limits for cellular beams. In this study, the geometric parameters of the beams have been defined according to the limits of both methods. Tables 5 and 6 show respectively the parameters and the ratio L/d_g (span length/expanded depth) adopted for the sections W 310x32.7 and W 530x85. The depth of the original solid beam was designated as d_g, the diameter of the opening as d_o and the spacing of adjacent openings as s. Initially, the composite beams were calculated with the original solid steel section, to determine its ultimate load (P_{VM}) and the limit state associated with the failure. Then, the program here developed was used for the calculation of cellular composite beams and obtaining the ultimate load (P_{VC}). Thus, the percentage difference between the ultimate load of the cellular composite beam and the solid composite beam can be calculated as:

$$\delta = (P_{VC} - P_{VM}) / P_{VM} \times 100 (\%) \tag{12}$$

If the percentage difference is less than zero, it means that the solid composite beam resists better to the applied load than the cellular composite beam, otherwise the cellular composite beam performs better.

To determine the ultimate load for the solid and cellular beams, a routine was developed in the computer program which is able to increase the load value until it reaches the beam failure load, and then writing the value of the failure load and the failure mode in a spreadsheet. The verification of the ultimate limit states was realized considering all applied loads (permanent and imposed loads) multiplied by 1.4. To verify the serviceability limit state of excessive deflection, it was considered that 40% of the total load was permanent and, therefore, was used this portion of loading to calculate the long-term deflection. The imposed load was taken as 60% of the total load, for the determination of its short-term deflection.

Table 6 – Geometric parameters adopted for the W 530x85 section

d	d _o	s	L/d _g
1.3d _g	0.6d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.7d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.8d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1.4d _g	0.63d	1.3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.7d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.8d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1.5d _g	0.73d	1.3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0.8d	1.3d _o , 1.4d _o and 1.5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1.57d _g	0.8d	1.3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40

Table 7 – Limit state and ultimate load for the solid composite beams

L/d_g	W 310x32.1		W 530x85	
	q_{max} (kN/m)	Limit state	q_{max} (kN/m)	Limit state
10	168.3	Yielding due to bending	208.65	Yielding due to bending
15	85.7	Yielding due to bending	98.7	Excessive deflection
20	43.3	Excessive deflection	45.4	Excessive deflection
25	23.55	Excessive deflection	24.1	Excessive deflection
30	14.25	Excessive deflection	13.95	Excessive deflection
35	9.3	Excessive deflection	8.8	Excessive deflection
40	6.4	Excessive deflection	5.9	Excessive deflection

3.1 Solid composite beam designed by ABNT NBR 8800:2008

Table 7 shows the limit state that governs the design of the solid composite beams for each ratio L/d_g (beam span/depth of the solid beam) and their associated ultimate loads.

3.2 Cellular composite beam designed by the Lawson and Hicks [4] method

In the parametric study, the symbols for identification of the cellular composite beams were given by the designation: VC $d_g - d/d_g - d_o/d - s/d_o - L/d_g$, where VC indicates cellular composite beam and the variables d_g , d , d_o , s and L are the geometric parameters. For example, VC 310-1.3-0.6-1.3-10 means a cellular composite beam with 310 mm of depth of the original solid section, d_g , the ratio between the expanded depth and the depth of the original section, d/d_g equal to 1.3, the ratio between the diameter of the opening and the expanded depth, d_o/d equal to 0.6, the ratio between the spacing of adjacent openings and the diameter of the opening, s/d_o , equal to 1.3 and the ratio between the beam span and depth of the original solid section equal to 10.

Table 8 shows the cellular composite beams obtained from a W

310x32.7 section that presented the best performance (higher resistance or lower deflection, depending on the governing limit state) in relation to the solid composite beam. The limit state that governed the design is mentioned in the table.

At Table 8, it can be noted that the use of cellular composite beams obtained from the W 310x32.7 section is advantageous for L/d_g ratio equal or greater than 25, when the limit state of the solid composite beam is governed by the excessive deflection and, thus, the services stresses are relatively low. It can also be noticed that the most adequate geometry for the cellular composite beams in this case is that with expanded depth equal to 1.5 times the depth of the original section, diameter of openings equal to 0.73 times the expanded depth and spacing of adjacent openings equal to 1.3 times the diameter of the openings.

Table 9 shows the cellular composite beams obtained from a W 530x85 section that presented the best performance in relation to the solid composite beam. The limit state that governed the design is mentioned in the table.

At Table 9, it can be noted that the use of cellular composite beams obtained from a W 530x85 section is advantageous for L/d_g ratio equal or greater than 20. It can also be noticed that the most adequate geometry for the cellular composite beams in this case is that with expanded depth equal to 1.5 times the depth of the

Table 8 – Ultimate load and associated limit state for cellular composite beams obtained from a W 310x32.7 section

L/d_g	δ (%)	Designation	Limit state
10	-29%	VC 310-1.3-0.6-1.5-10	Vierendeel mechanism
15	-20%	VC 310-1.3-0.6-1.5-15	Yielding due to bending
20	-8%	VC 310-1.5-0.73-1.3-20	Web post buckling
25	13%	VC 310-1.5-0.73-1.3-25	Yielding due to bending
30	32%	VC 310-1.5-0.73-1.3-30	Yielding due to bending
35	48%	VC 310-1.5-0.73-1.3-35	Yielding due to bending
40	66%	VC 310-1.5-0.73-1.3-40	Yielding due to bending

(*) Percentage difference

Table 9 – Ultimate load and associated limit state for cellular composite beams obtained from a W 530x85 section

L/d_g	$\delta^{(*)}$	Designation	Limit state
10	-19%	VC 530-1.3-0.6-1.5-10	Vierendeel mechanism
15	-8%	VC 530-1.3-0.6-1.5-15	Yielding due to bending
20	20%	VC 530-1.4-0.63-1.3-20	Yielding due to longitudinal shear
25	52%	VC 530-1.5-0.73-1.3-25	Yielding due to bending
30	82%	VC 530-1.6-0.8-1.3-30	Web post buckling
35	105%	VC 530-1.6-0.8-1.3-35	Excessive deflection
40	103%	VC 530-1.6-0.8-1.3-40	Excessive deflection

(*) Percentage difference

original section, diameter of openings equal to 0.73 times the expanded depth and spacing of adjacent openings equal to 1.3 times the diameter of the openings.

The analysis of the Tables 8 and 9 also shows a greater economic advantage in the use of cellular composite beams with greater depth, since the percentage difference between the ultimate load of the cellular composite beam and the solid cellular beam, d , is greater for W 530x85 section for all L/d_g ratios. Also, it is noted that the higher the L/d_g ratio, the greater the percentage difference, reaching more than 100% for the VC 530-1.6-0.8-1.3-35 and VC 530-1.6-0.8-1.3-40 beams, i.e., these beams have more than the double of the ultimate load of its corresponding solid-composite beams for the L/d_g ratios equal to 35 and 40.

Table 10 shows the relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 310x32.7 section and the fail-

ure modes. It can be noted that yielding due to longitudinal shear occurs in small to medium spans (L/d_g equal to 10, 15 and 20) in beams with a small width of the web post, or in cases where the s/d_o ratio is less than 1.4 and the d_o/d_g ratio is less than 0.63. The Vierendeel mechanism governed the design in cases of small to medium spans (L/d_g equal to 10, 15 and 20), and the d_o/d_g ratio equal to 0.8, that is, when the width of the web post was larger. For medium spans (L/d_g equal to 20 and 25), the web post buckling was predominant only for higher values of the expanded depth, i.e., d/d_g ratio equal to 1.5 to 1.57. For large spans (L/d_g equal to 30, 35 and 40), the critical limit states were yielding due to bending and excessive deflection. However, the excessive deflection did not occur for L/d_g ratio equal to 30.

Table 11 shows the relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 530x85 section and the fail-

Table 10 – Relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 310x32.7 section and the failure modes

Designation	Limit state
Yielding due to longitudinal shear	$L/d_g \leq 15, d_o \leq 0.63d$ and $s \leq 1.4d_o$
	$L/d_g \leq 15, d_o = 0.7d$ and $s = 1.3d_o$
	$L/d_g = 20, d_o \leq 0.63 d_o$ and $s = 1.3d_o$
Web post buckling	$15 \leq L/d_g \leq 20, d = 1.5d_g$ and $d_o = 0.73d$
	$20 \leq L/d_g \leq 25$ and $d = 1.57d_g$
Vierendeel mechanism	$L/d_g \leq 15$ and $d_o \geq 0.7d$, except in cases where occurred longitudinal shear
	$L/d_g = 20$ and $d_o = 0.8d$
Excessive deflection	$L/d_g = 40$ and $d = 1.3d_g$
	$L/d_g = 40, d = 1.4d_g$ and $s \leq 1.4d_o$
	$L/d_g = 35, d = 1.3d_g$ and $d_o = 0.6d$
	$L/d_g = 35, d = 1.3d_g, d_o = 0.7d$ and $s = 1.3d_o$
Yielding due to bending	$L/d_g \geq 25$ except in cases where occurred excessive deflection
	$L/d_g = 20$ and $d_o \leq 0.7d$, except in cases where occurred longitudinal shear
	$L/d_g = 15, d_o = 0.6d$ and $s = 1.5d_o$

Table 11 – Relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 530x85 section and the failure modes

Limit state	Geometric parameters
Yielding due to longitudinal shear	$L/d_g \leq 15, d_o \leq 0.63d$ and $s \leq 1.4d_o$
	$L/d_g = 15, d_o = 0.7d$ and $s = 1.3d_o$
	$L/d_g = 20, d_o \leq 0.63d$ and $s = 1.3d_o$
Web post buckling	$L/d_g \leq 20, d = 1.4d_g, d_o = 0.7d$ and $s = 1.3d_o$
	$L/d_g \leq 20, d = 1.5d_g$ and $d_o = 0.73d$
	$20 \leq L/d_g \leq 25, d = 1.5d_g, d_o = 0.8d$ and $s = 1.3d_o$
Vierendeel mechanism	$20 \leq L/d_g \leq 25$ and $d = 1.6d_g$
	$L/d_g \leq 15$ and $d_o \geq 0.7d$, except in cases where occurred longitudinal shear
Yielding due to bending	$L/d_g = 20$ and $d_o = 0.8d$
	$L/d_g = 15, d = 1.3d_g, d_o = 0.6d$ and $s = 1.5d_o$
	$L/d_g = 20, d_o \leq 0.7d$ and $s \geq 1.4d_o$
	$L/d_g = 25$ and $d_o \geq 0.7d$
	$L/d_g = 30, d = 1.4d_g, d_o = 0.8d$ and $s = 1.5d_o$
Excessive deflection	$L/d_g = 30, d = 1.5d_g$ and $d_o = 0.8d$
	$L/d_g \geq 35$
	$L/d_g = 30$ and $d_o \leq 0.73d$
	$L/d_g = 30, d_o = 0.8d$ and $d \leq 1.4d_g$
	$L/d_g = 25$ and $d_o \leq 0.63d$

ure modes. It can be noted that yielding due to longitudinal shear occurs in small to medium spans (L/d_g equal to 10, 15 and 20) in beams with a small width of the web post, or in cases where the s/d_o ratio is less than 1.4 and the d_o/d_g ratio is less than 0.63. The Vierendeel mechanism governed the design in cases of small to medium spans (L/d_g equal to 10, 15 and 20), and the d_o/d_g ratio equal to 0.8, that is, when the width of the web post was larger. The web post buckling occurs in small to large spans (L/d_g equal to 10, 15, 20, 25 and 30), principally in beams with larger values of expanded depth, ie, d/d_g ratio greater than or equal 1.5. Yielding

due to bending governed the design, mainly, in medium spans (L/d_g equal to 25), in beams with lower values of expanded depth, i.e., d/d_g ratio less than 1.5, and d_o/d_g ratio greater than 0.63. For large spans (L/d_g equal to 35 and 40) the limit state of excessive deflection always governed the design.

3.3 Cellular composite beam design by Ward's [3] method

Table 12 shows the cellular composite beams obtained from a W

Table 12 – Ultimate load and associated limit state for cellular composite beams obtained from a W 310x32.7 section

L/d_g	$\delta(\%)$	Designation	Limit state
10	-42%	VC 310-1.3-0.6-1.5-10	Vierendeel mechanism
15	-28%	VC 310-1.3-0.6-1.5-15	Vierendeel mechanism
20	-12%	VC 310-1.3-0.6-1.5-20	Vierendeel mechanism
25	7%	VC 310-1.5-0.73-1.3-25	Web post bending and buckling
30	20%	VC 310-1.5-0.73-1.3-30	Excessive deflection
35	20%	VC 310-1.57-0.8-1.3-35	Excessive deflection
40	19%	VC 310-1.57-0.8-1.3-35	Excessive deflection

(*) Percentage difference

Table 13 – Ultimate load and associated limit state for cellular composite beams obtained from a W 530x85 section

L/d_g	$\delta^{(*)}$	Designation	Limit state
10	-41%	VC 530-1.3-0.6-1.5-10	Web post bending and buckling
15	-8%	VC 530-1.3-0.6-1.5-15	Vierendeel mechanism
20	17%	VC 530-1.3-0.6-1.5-20	Excessive deflection
25	41%	VC 530-1.5-0.73-1.3-25	Excessive deflection
30	52%	VC 530-1.6-0.8-1.3-30	Excessive deflection
35	52%	VC 530-1.6-0.8-1.3-35	Excessive deflection
40	53%	VC 530-1.6-0.8-1.3-40	Excessive deflection

(*) Percentage difference

310x32.7 section that showed the best performance in relation to the solid composite beam. The limit state that governed the design is mentioned in the table.

At Table 12, it can be noted that the use of cellular composite beams obtained from a W 310x32.7 section is advantageous for L/d_g ratio equal or greater than 25. It can also be noticed that the most adequate geometry for the cellular composite beams in this case is that with expanded depth equal to 1.5 or 1.57 times the depth of the original section, diameter of openings ranging from 0.73 to 0.8 times the expanded depth and spacing of adjacent openings equal to 1.3 times the diameter of the openings.

Table 13 shows the cellular composite beams obtained from a W 530x85 section that showed the best performance in relation to the solid composite beams. The limit state that governed the design is mentioned in the table.

At Table 13, it can be noted that the use of cellular composite beams obtained from a W 530x85 section is advantageous for L/d_g ratio equal or greater than 20. It can also be noticed that the most

adequate geometry for the cellular composite beams in this case is that with expanded depth ranging from 1.3 to 1.5 times the depth of the original section, diameter of openings ranging from 0.6 to 0.8 times the expanded depth and spacing of adjacent openings ranging from 1.3 to 1.5 times the diameter of the openings.

The analysis of Tables 12 and 13 also shows a greater economic advantage in the use of cellular composite beams with greater depth, since the percentage difference between the ultimate load of cellular composite beam and the solid cellular beam, d , is greater for the W 530x85 section for all L/d_g ratios. Also, it is noted that the higher the L/d_g ratio, the greater the percentage difference, reaching more than 50% for the VC 530-1.6-0.8-1.3-35 and VC 530-1.6-0.8-1.3-40 beams.

Table 14 shows the relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 310x32.7 section and the failure modes. It can be noted that the web post bending and buckling occurs in small to medium spans (L/d_g equal to 10, 15, 20 and 25) in beams with a small width of the web post, or in cases where the

Table 14 – Relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 310x32.7 section and the failure modes

Limit state	Geometric parameters
Web post bending and buckling	$L/d_g \leq 20, d_o \leq 0.7d$ and $s = 1.3d_o$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0.6d$ and $s = 1.4d_o$
	$L/d_g \leq 25, d_o \leq 0.73d$ and $s = 1.3d_o$
Vierendeel mechanism	$L/d_g \leq 25$ and $d_o = 0.8d$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0.7$ and $s \geq 1.4d_o$
Excessive deflection	$L/d_g = 30, d_o = 0.8$ and $d \geq 1.4d_o$
	$L/d_g = 25, d = 1.3d_g, d_o \leq 0.7d$ and $s \geq 1.4d_o$
	$L/d_g = 25, d = 1.3d_g, d_o = 0.7d$ and $s = 1.3d_o$
	$L/d_g = 25, d = 1.4d_g, d_o = 0.7d$ and $s = 1.4d_o$
	$L/d_g = 30$ and $d_o \leq 0.73d$
	$L/d_g = 30, d_o = 0.8d$ and $d = 1.3d_g$
	$L/d_g \geq 35$

Table 15 – Relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 530x85 section and the failure modes

Limit state	Geometric parameters
Web post bending and buckling	$L/d_g \leq 20, d_o \leq 0.7d$ and $s=1.3d_o$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0.6d$ and $s=1.4d_o$
	$L/d_g = 10, d_o = 0.6d$ and $s=1.5d_o$
Vierendeel mechanism	$L/d_g \leq 25$ and $d_o = 0.8d$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0.7$ and $s \geq 1.4d_o$
Excessive deflection	$L/d_g = 20, d_o = 0.6d$ and $s=1.5d_o$
	$L/d_g = 25$ and $d_o \leq 0.7d$
	$L/d_g \geq 30$

s/d_o ratio is less than 1.4 and the d_o/d_g ratio is less than 0.63. The Vierendeel mechanism governed the design in cases of small to large spans (L/d_g equal to 10, 15, 20, 25 e 30), and the d_o/d_g ratio equal to 0.8, that is, when the width of the web post was larger. For large spans (L/d_g equal to 30, 35 and 40), the critical limit states was the excessive deflection.

Table 15 shows the relation between the geometry of the cellular composite beam obtained from a W 530x85 section and the failure modes. It can be noted that the web post bending and buckling occurs in small to medium spans (L/d_g equal to 10, 15 and 20) in beams with a small width of the web post, or in cases where the s/d_o ratio is less than 1.4 and the d_o/d_g ratio is less than 0.73. The Vierendeel mechanism governed the design in cases of small to large spans (L/d_g equal to 10, 15, 20, 25 e 30), and the d_o/d_g ratio equal to 0.8, that is, when the width of the web post was larger. For

large spans (L/d_g equal to 30, 35 and 40), the critical limit states was the excessive deflection.

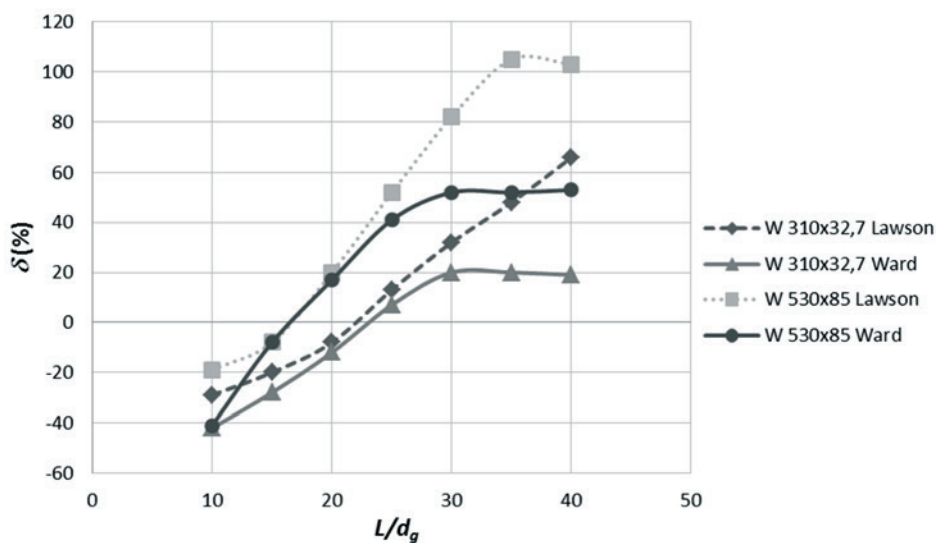
3.4 Methods comparison

Figure 10 shows the comparison between the best performance ultimate load of the cellular composite beams obtained by both methods (higher strength or lower deflection, depending on the limit state that governs the design) in relation to the solid composite beams. The analysis of Figure 10 shows that in most cases studied Ward’s [3] method shows more conservative results.

4. Conclusions

Two methods for the design of cellular composite beams were

Figure 10 – Comparison between the ultimate load of the cellular composite beams obtained by Ward (3) and Lawson and Hicks (4) methods



studied: Ward's [3] and Lawson and Hicks [4] methods. Both methods use prescriptions of European standards when it comes to limit states and design strengths already established. In this work, an adaptation of the methods to conform with ABNT NBR 8800: 2008 [2] was carried out.

A computer program for the design of cellular composite steel and concrete beams addressing both cited methods was developed in MATLAB (2010). The validation of the computer program was realized using two numerical examples available in the literature.

After the program validation, the adequacy of the methodologies has been verified by experimental testing, comparing the results of the computer program with results of experimental tests available in the literature, namely, the results of Nadjai et al. [10] and Müller et al. [11]. It was observed that both Lawson and Hicks [4] and Ward's [3] methods showed slightly conservative results, however the Lawson and Hicks [4] method was more accurate in the prediction of the failure load.

Finally, a parametric study of cellular composite beams obtained from two laminated sections was conducted, W 310x32.7 and W 530x85. The study was realized for both methods presented, from which it was possible to obtain a number of conclusions about the calculation procedures:

- Both methods showed that the use of cellular composite beams is advantageous when the L/d ratio is greater or equal to 20. This was expected, since in these cases, what governs design of solid composite beams is excessive deflection and the cellular beams present higher moment of inertia. It is worth noting that, in practice, the composite beams are used to achieve larger spans $L/d \geq 25$;
- Both methods showed a greater economic advantage in the use of cellular composite beams of greater depth, as the percentage difference between the ultimate load of the cellular composite beam and the solid composite beam, d , was higher for the W 530x85 profile for all L/d ratios;
- The procedures proposed by Ward [3] for the verification of the web post buckling and bending, Vierendeel mechanism and excessive deflection generated more conservative results, which made the Lawson and Hicks [4] method provide ultimate loads higher in all analyzed cases.

5. Acknowledgements

The authors would like to thank the institutions CNPq, CAPES, FAPES and PPGEC/UFES for their support in the realization of this research.

6. References

- [1] PINHO, F. O. Vigas casteladas e celulares. Estruturas metálicas com mais resistência, menos deformação e redução de peso. www.arcorweb.com.br. 2009.
- [2] 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.
- [3] WARD, J. K. Design of composite and non-composite cellular beams, The Steel Construction Institute, 1990.
- [4] LAWSON, R. M.; HICKS, S. J. P355: Design of composite beams with large web openings: in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes. Steel Construction Institute, 2011.
- [5] TSAVDARIDIS, K.D.; D'MELLO, C. Behavior and Strength of Perforated Steel Beams with Novel Web Opening Shapes. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, p. 1605-1620, 2011.
- [6] KERDAL, D.; NETHERCOT D.A. Failure modes for castellated beams. *Journal of Constructional Steel Research*, p. 295-315, 1984.
- [7] SILVEIRA, E. G. Avaliação do comportamento estrutural de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação. Dissertação de Mestrado, Viçosa: UFV, 2011
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [9] OLIVEIRA, T. C. P. Vigas alveoladas: metodologias de dimensionamento. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2012.
- [10] NADJAI, A.; VASSART, O.; ALI, F.; TALAMONA, D.; ALLAM, A.; HAWES, M. Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures, *Fire Safety Journal*, v. 42, p. 489-497, 2007.
- [11] MÜLLER, C.; HECHLER, O.; BUREAU, A.; BITAR, D.; JOYEUX, D.; CAJOT, L. G.; DEMARCO, T.; LAWSON, R. M.; HICKS, S.; DEVINE, P.; LAGERQVIST, O.; HEDMAN-PÉTURSSON, E.; UNOSSON, E.; FELDMANN, M. Large web openings for service integration in composite floors. *Technical steel research*, 2006.

Study of methods for the design of cellular composite steel and concrete beams

Estudo de metodologias para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfil celular

A. BADKE-NETO ^a
augbadke@gmail.com

A. F. G. CALENZANI ^a
afcalenzani@gmail.com

W. G. FERREIRA ^a
walnorio@gmail.com

Abstract

Currently, with the advancement of welding and cutting technology, steel profiles with circular openings, called cellular profiles, have become widely used as beams. The ABNT NBR 8800:2008 and international standards do not address cellular steel beams and cellular composite steel and concrete beams, which contributes to their limited use. A computer program was developed and validated for the design of cellular composite steel and concrete simply supported beams based on two different methods from the literature. The use of this computational tool made possible a parametric study comprising cellular composite beams obtained from two different rolled steel I sections. In this study, the influence of the geometric parameters of the cellular profile and the influence of beam span in the strength and in the failure mode was analyzed. It was concluded that in many situations the use of composite cellular beams is advantageous in relation to original composite beams.

Keywords: cellular composite steel and concrete beams, cellular beams, design.

Resumo

Atualmente, com o avanço da tecnologia de corte e solda, perfis de aço com aberturas sequenciais na forma circular, denominados perfis celulares, vêm sendo bastante utilizadas como vigas de edificações. A ABNT NBR 8800:2008 e as normas estrangeiras não abordam vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto com perfil celular, o que contribui para que o seu uso seja limitado. Foi desenvolvido e aferido um programa computacional para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfil celular biapoiadas de acordo com duas metodologias distintas da literatura. Um estudo paramétrico abordando vigas mistas com perfis celulares obtidos de dois perfis I de aço laminados comerciais foi realizado. Nesse estudo, a influência dos parâmetros geométricos do perfil celular e do comprimento do vão da viga na resistência e na forma de colapso foi analisada. Foi possível concluir que em muitas situações o uso de vigas mistas com perfil celular é vantajoso em relação às vigas mistas de alma cheia.

Palavras-chave: vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares, vigas alveolares, dimensionamento.

^a Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1. Introdução

1.1 Generalidades

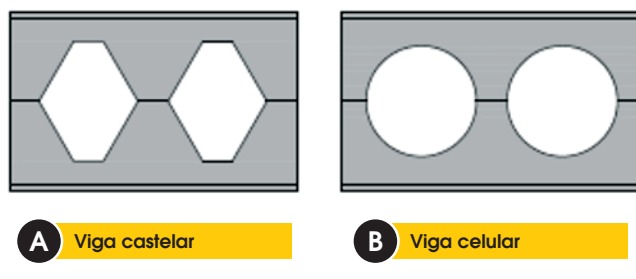
As vigas com aberturas sequenciais na alma foram criadas a partir de necessidades estruturais de redução de peso e atendimento aos critérios de resistência aos esforços solicitantes e são fabricadas a partir de perfis laminados, com aberturas padronizadas na alma. As aberturas são também denominadas alvéolos, motivo pelo qual, em engenharia estrutural, são referenciadas algumas vezes como vigas alveolares. Essas vigas também são referidas na literatura técnica como “vigas de alma expandida”. As aberturas na alma podem ser fabricadas na forma de hexágonos ou círculos, resultando respectivamente, em vigas castelares ou celulares, Figura 1.

As vigas celulares são feitas a partir de perfis de seção I ou H, cuja alma é cortada longitudinalmente no formato desejado. Em seguida, as duas metades são deslocadas e soldadas pelo eixo, de forma a gerar aberturas em sequência ao longo da alma e acréscimo na altura da seção transversal, Figura 1.

A busca por uma utilização racional dos recursos no projeto de edifícios de estruturas de aço, muitas vezes, induz a opção por soluções que propiciem a integração das instalações com a estrutura. Nesse sentido, o projeto de vigas de aço com aberturas na alma para passagem de dutos de serviço das edificações tem sido cada vez mais demandado. As vigas celulares são bastante empregadas por possibilitarem a passagem de dutos pelas aberturas, integrando as instalações com o sistema de piso, reduzindo o espaço vertical necessário por pavimento.

A viga celular tem representado uma solução altamente competitiva. Uma de suas grandes vantagens é o fato de com praticamente a mesma quantidade de aço dos perfis originais, possuir uma capacidade resistente ao momento fletor muito superior, por causa da maior altura da seção transversal, sendo assim possível vencer vãos maiores, o que refletirá na redução dos números de pilares e conseqüentemente, em um menor custo e maior velocidade na montagem. Ainda sob o ponto de vista econômico, as operações de fabricação apresentam custo relativamente pequeno, e é compensado pelo aumento da capacidade resistente e da rigidez.

Figura 1 – Vigas de aço com aberturas sequenciais na alma



Em contrapartida às vantagens, as vigas apresentam capacidade resistente reduzida à força cortante, o que pode exigir um reforço na alma, gerando um custo significativo. Ainda são pouco eficientes na resistência aos esforços decorrentes de forças localizadas, sendo mais apropriadas para grandes vãos submetidos a pequenas cargas.

As vigas alveolares podem ser projetadas como mistas quando existir uma conexão de cisalhamento entre o perfil de aço e a laje de concreto, podendo assim vencer vãos ainda maiores que os da viga mista convencional, dado ao aumento de rigidez proporcionado pela geometria do perfil alveolar.

As vigas celulares possuem seu uso muito aquém de suas potencialidades por não constarem na norma nacional de projeto de estruturas de aço, ABNT NBR 8800:2008 [2] e também por serem desconhecidas da maioria dos projetistas.

Esse trabalho de pesquisa tem como objetivo principal desenvolver um programa computacional com as metodologias de Ward [3] e Lawson e Hicks [4] para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares a fim de analisar a influência da geometria do perfil celular na carga última e no modo de colapso de uma série de vigas mistas com perfis celulares e laje mista de aço e concreto. Adicionalmente, os resultados obtidos do programa computacional para cada metodologia são comparados entre si e com resultados experimentais da literatura.

Figura 2 – Fabricação das vigas celulares (1)

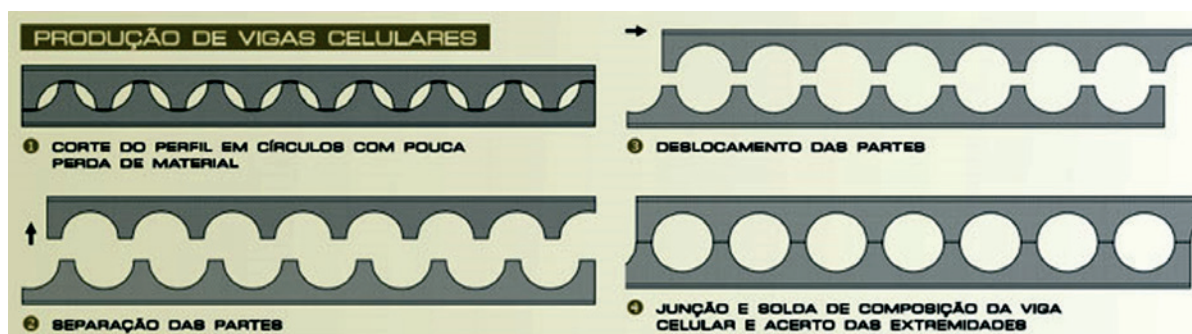
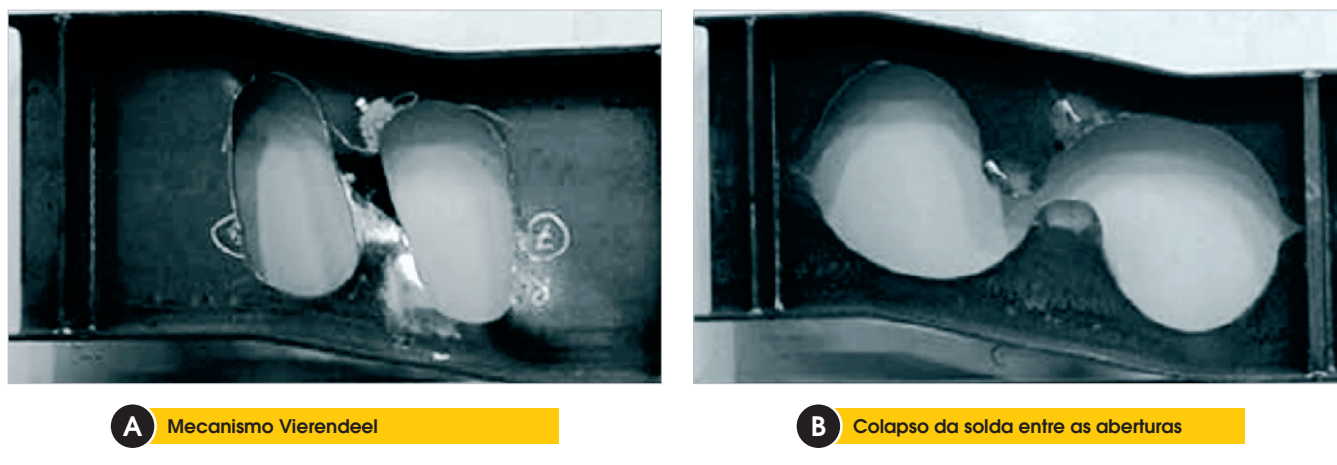


Figura 3 – Modos de colapso (5)



1.2 Modos de colapso

1.2.1 Formação do mecanismo Vierendeel

A presença de altos valores de esforço cortante na viga acarreta a formação do mecanismo Vierendeel (Figura (a)). Ocorrerá o surgimento de rótulas plásticas nos cantos das aberturas, deformando a viga em forma de paralelogramo. Esse fenômeno está propenso a ocorrer nas vigas de pequenos vãos com pequenas alturas dos “tês” inferior e superior e grande comprimento de solda entre duas aberturas. O colapso acontecerá na abertura em que a máximo esforço cortante estiver atuando. No caso de aberturas com o mesmo esforço cortante, esse colapso ocorrerá na abertura em que atuar o maior momento.

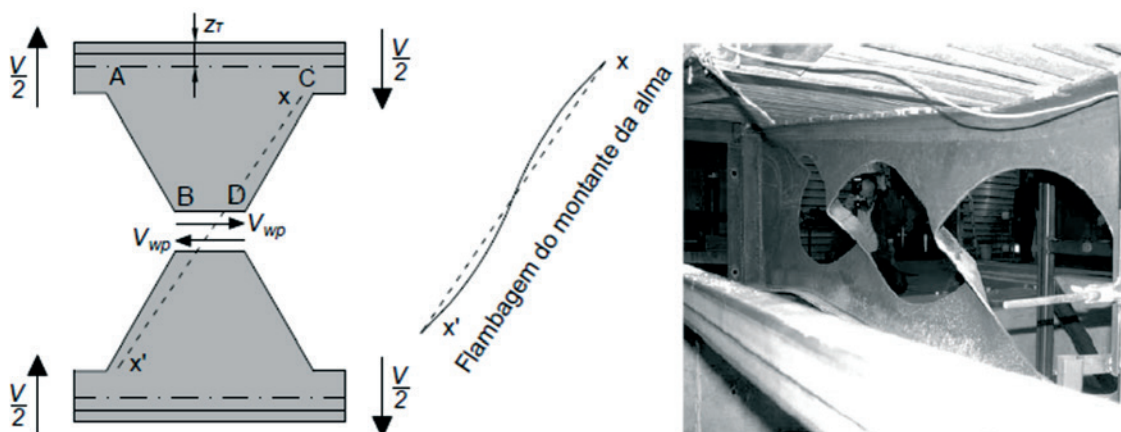
1.2.2 Formação de rótula plástica

Esse colapso ocorre quando a ação do momento fletor faz os “tês” superior e inferior escoarem por tração e compressão (binário de forças longitudinais). O momento resistente é igual ao momento de plastificação no centro da abertura.

1.2.3 Ruptura da solda entre as aberturas

A ruptura na junção das duas metades do perfil ocorrerá quando o esforço horizontal de cisalhamento nessa região exceder a força resistente da solda (Figura (b)). Esse modo de colapso vai depender do comprimento entre as aberturas. Haverá maior possibilidade de colapso quanto menor for a comprimento entre aberturas.

Figura 4 – Flambagem do montante da alma devido à força cortante (7)



1.2.4 Flambagem lateral com torção

A flambagem lateral com torção é caracterizada por um deslocamento lateral e um giro da seção transversal. De acordo com Kerdal e Nethercot [6], as vigas alveolares e as vigas de alma cheia possuem comportamentos similares quanto à flambagem lateral, porém as propriedades geométricas das vigas alveolares devem ser tomadas no centro das aberturas.

1.2.5 Flambagem do montante da alma por cisalhamento

A força de cisalhamento V_{wp} (Figura), que surge ao longo da junta soldada solicita o montante da alma à flexão, causando esforço de tração no contorno AB e de compressão no contorno CD. Na flambagem do montante da alma a parte comprimida tende a se deslocar para fora do plano longitudinal do perfil enquanto a parte tracionada tende a permanecer na posição inicial. De acordo com Kerdal e Nethercot [6], esse modo de colapso ocorre normalmente em regime inelástico ocorrendo uma significativa plastificação das seções.

1.2.6 Flambagem do montante da alma por compressão

A flambagem por compressão do montante da alma ocorre pela presença de cargas localizadas ou reações de apoios aplicados diretamente no montante da alma. Ela é semelhante à flambagem por flexão de barras axialmente comprimidas.

1.3 Metodologias para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares

Nessa pesquisa foram utilizadas duas metodologias para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares, extraídas dos guias de projeto de Lawson e Hicks [4] e de Ward [3]. Ambos os guias de projeto utilizam as prescrições das normas europeias quando se referem a estados limites e resistências de cálculo já consagradas. As formulações das metodologias citadas foram adaptadas para atenderem os critérios da ABNT NBR 8800:2008. A seguir são descritos, de forma sucinta, os esforços resistentes para cada estado limite último abordado por essas metodologias.

1.3.1 Metodologia de Lawson e Hicks [4]

1.3.1.1 Esforço cortante resistente na seção da abertura

A resistência ao esforço cortante da seção transversal de uma viga mista celular é estabelecida como o esforço cortante resistente do perfil de aço mais o esforço cortante resistente da laje de concreto. O esforço cortante resistente de plastificação do perfil de aço na seção da abertura é igual a:

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.6A_w f_y}{\gamma_{a1}} \tag{1}$$

onde A_w é a soma das áreas das almas dos tês superior e inferior, f_y é tensão de escoamento do aço e γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,10.

Se a laje for mista de aço e concreto, o esforço cortante resistente da por unidade de comprimento deve ser obtido segundo a ABNT NBR 8800:2008 [2]. Caso a laje seja maciça de concreto, utiliza-se a ABNT NBR 6118:2014 [8] para o cálculo desse esforço. Em ambos os casos, o valor do esforço cortante por metro é multiplicado por uma da largura efetiva, b_w , dada por $b_w = b_f + 2h_{t,ef}$, onde b_f é a largura da mesa do perfil de aço e $h_{t,ef}$ é a altura efetiva da laje. Independentemente da utilização de forma de aço incorporada, a altura efetiva da laje pode ser considerada como 75% da sua altura total ($0,75h_t$).

1.3.1.2 Momento fletor resistente na abertura

Existem duas situações diferentes para o cálculo do momento fletor resistente plástico. No primeiro caso é considerado que a linha neutra plástica se encontra na laje de concreto, enquanto no segundo admite-se a sua localização no tê superior do perfil de aço. Quando a linha neutra plástica se encontra na laje, o momento fletor resistente é dado por:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} \left(h_{ef} + z_T + h_t - \frac{1}{2} z_c \right) \tag{2}$$

Quando a linha neutra plástica se encontra no tê superior do perfil de aço, o momento fletor resistente é definido como:

$$M_{o,Rd} = N_{bT,Rd} h_{ef} + N_{c,Rd} \left(z_T + h_t - \frac{1}{2} t_c \right) \tag{3}$$

em que $N_{bT,Rd}$ é o esforço axial de tração resistente de projeto do tê inferior, h_{ef} é a altura efetiva da viga entre os centros de gravidade dos tês, h_t é a altura total da laje de concreto, z_T é a distância entre a extremidade da mesa e o centro de gravidade do tê superior, z_c é a altura de concreto em compressão e $N_{c,Rd}$ é o esforço axial de compressão resistente da laje.

1.3.1.3 Verificação do mecanismo Vierendeel

A resistência à flexão de Vierendeel consiste na soma dos momentos fletores locais resistentes dos quatro cantos da abertura com o momento fletor resistente local devido à interação do tê superior com a laje de concreto. O momento fletor resistente de Vierendeel deve ser maior que a diferença dos valores dos momentos fletores solicitantes de cálculo, provocados pelo esforço cortante solicitante, à esquerda e à direita da abertura equivalente, conforme dado por:

$$2M_{b,NV,Rd} + 2M_{t,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Sd} l_e \tag{4}$$

em que $M_{b,NV,Rd}$ é o momento fletor resistente reduzido do tê inferior para a presença de esforço cortante e axial, $M_{t,NV,Rd}$ é o momento fletor resistente reduzido do tê superior para a presença

de esforço cortante e axial, $M_{vc,Rd}$ é o momento fletor resistente local devido à interação do t^e superior com a laje de concreto. O valor de V_{sd} é estabelecido, conservadoramente, como o valor de esforço cortante que atua na extremidade da abertura em que o momento fletor solicitante é menor. Nas aberturas circulares, o método de cálculo estabelece uma abertura retangular equivalente, onde a sua altura é designada como $h_{eo} = 0,9d_o$ e o seu comprimento equivalente é dado por $l_e = 0,45d_o$, sendo d_o o diâmetro das aberturas.

1.3.1.4 Esforço cortante longitudinal

O valor de cálculo do esforço cortante longitudinal resistente do montante da alma pode ser estabelecido como:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.6s_o t_w f_y}{\gamma_{al}} \tag{5}$$

em que s_o é a largura do montante da alma e t_w é a espessura da alma do perfil de aço.

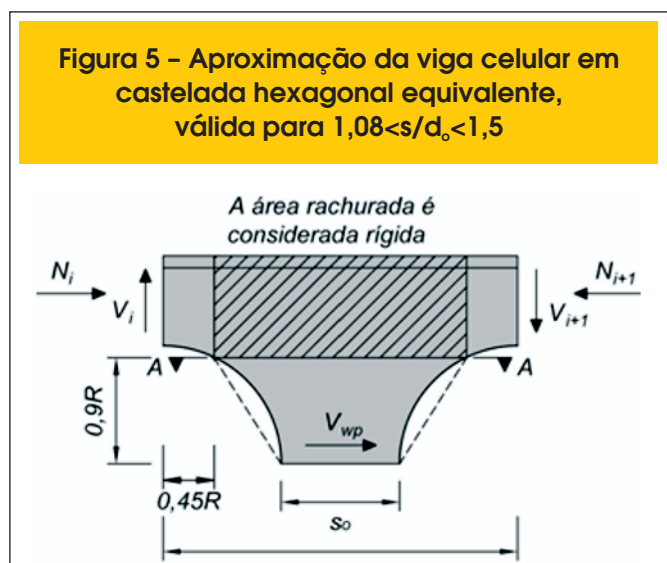
1.3.1.5 Momento fletor resistente do montante da alma

O cálculo do momento fletor resistente de projeto do montante da alma deve ser efetuado utilizando o módulo resistente elástico da seguinte forma:

$$M_{wp,Rd} = \frac{s_o^2 t_w f_y}{6 \gamma_{al}} \tag{6}$$

1.3.1.6 Flambagem do montante da alma

No cálculo do valor de cálculo da resistência à flambagem é ne-



cessário determinar o coeficiente de redução (χ) estabelecido na curva de resistência à compressão da ABNT NBR 8800:2008. No entanto, a esbelteza reduzida do montante da alma é calculada como:

$$\lambda_o = \frac{1.75\sqrt{s_o^2 + d_o^2}}{t_w \lambda_1} \tag{7}$$

onde: $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y}$, sendo E e f_y o módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do aço, respectivamente. O valor da resistência à flambagem para aberturas adjacentes é dado por:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{al}} \tag{8}$$

1.3.2 Metodologia de Ward (1990)

1.3.2.1 Esforço cortante resistente na seção da abertura

O esforço cortante resistente na seção da abertura é tomado igual ao esforço cortante resistente de projeto do perfil de aço, calculado pela Equação (1). Portanto, a resistência ao esforço cortante da laje de concreto é ignorada.

1.3.2.2 Momento fletor na abertura

O momento fletor resistente de uma viga celular mista pode ser determinado utilizando distribuição plástica de tensões de forma semelhante ao descrito na ABNT NBR 8800:2008 [2] para vigas mistas de alma cheia sob momento positivo e interação total. Quando a interação é parcial, o momento resistente da viga mista celular é dado por:

$$M_{Rd} = M_{el} + \eta_i (M_{pl} - M_{el}) \tag{9}$$

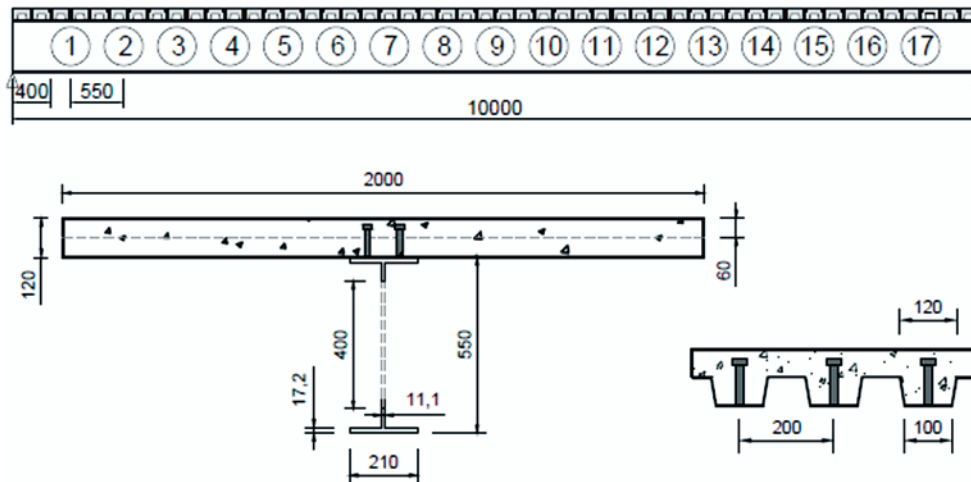
em que M_{el} é o momento resistente elástico do perfil de aço (de ambos os t^{es}), η_i é o grau de interação e M_{pl} é o momento resistente de plastificação da viga mista com interação total.

1.3.2.3 Mecanismo Vierendeel

O mecanismo Vierendeel ocorre devido a formação de rótula plástica em um determinado ângulo da abertura circular, cuja seção a ele associada é denominada seção crítica. A interação de momentos secundários e esforço axial, devido à transferência do esforço cortante e do esforço axial local (causado pela flexão da viga) através da abertura é verificada utilizando a seguinte equação:

$$\frac{N'}{N'_{Rd}} + \frac{M'}{M'_{pl}} \leq 1 \tag{10}$$

Figura 6 - Características geométricas da viga mista de Oliveira (9) (dimensões em milímetros)



em que N' e M' são forças na seção crítica, N'_{Rd} é o produto da área da seção crítica pela tensão de escoamento do aço, f_y , e M'_{pl} é igual ao momento de plastificação na seção crítica para seções compactas e igual ao momento de início de escoamento para as demais seções.

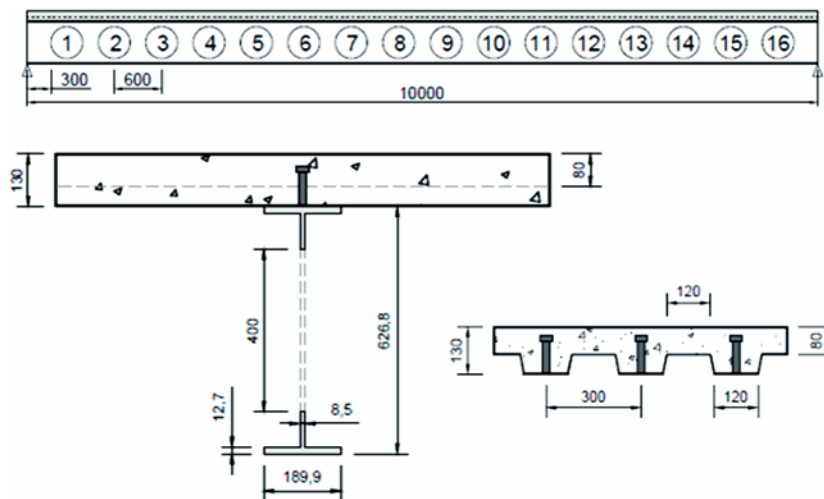
1.3.2.4 Esforço cortante longitudinal

O esforço cortante longitudinal resistente é calculado pela metodologia de Ward [3] da mesma forma como mostrado para a metodologia de Lawson e Hicks[4].

1.3.2.5 Flexão e flambagem do montante da alma

A resistência do montante da alma é governada por dois modos de colapso: o colapso por flexão, causado pela formação de rótula plástica, e a flambagem. O modo de colapso depende da espessura da alma e da relação s/d_o (distância entre aberturas/diâmetro da abertura). Após uma série de análises não-lineares com elementos finitos foram feitas curvas de dimensionamento para o montante da alma, as quais resultaram na seguinte equação de verificação:

Figura 7 - Características geométricas da viga mista de Ward (3) (dimensões em milímetros)



$$\frac{M_{\max}}{M_e} = \left[C_1 \left(\frac{s}{d_o} \right) - C_2 \left(\frac{s}{d_o} \right)^2 - C_3 \right] \quad (11)$$

em que M_{\max} é igual ao momento máximo admissível na seção A-A da Figura, M_e é igual ao momento resistente elástico da seção A-A da Figura e C_1 , C_2 e C_3 são constantes definidas em função do diâmetro das aberturas e espessura da alma do perfil de aço.

2. Metodologia

2.1 Sobre o programa

O programa computacional para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfis de aço celulares, denominado DIMCEL, foi desenvolvido em MATLAB (2010) abordando as metodologias de Lawson e Hicks [4] e Ward [3]. O programa verifica a condição de segurança para vigas simplesmente apoiadas com seção mista de aço e concreto composta por perfis de aço celulares simétricos em relação ao plano de flexão, sem enrijecedores na alma e sem preenchimento de aberturas. Também possibilita a verificação da segurança de vigas de aço celulares, ou seja, sem levar em conta a contribuição da laje de concreto, porém considera contenção lateral contínua. Assim, ambos os tipos de construção podem ser analisados: construção escorada e construção não escorada. Para o caso de construção não escorada, basta fazer a verificação adicional da viga de aço com perfil celular sujeita apenas aos carregamentos de construção.

Dois tipos de laje de concreto são considerados para a viga

mista: a laje maciça de concreto e a laje mista de aço e concreto. Para a conexão de cisalhamento, são abordados apenas os conectores do tipo pino com cabeça. Os carregamentos podem ser distribuídos ao longo do comprimento da viga ou concentrados em locais pré-estabelecidas pelo usuário.

2.2 Validação do programa

Para a validação do programa, foram selecionados dois exemplos numéricos disponíveis na literatura. O exemplo de Oliveira [9] foi utilizado na validação da metodologia de Lawson e Hicks [4] e a metodologia de Ward [3] foi validada com o exemplo contido no seu guia de dimensionamento.

O exemplo de Oliveira [9] corresponde a uma viga mista de aço e concreto com perfil celular biapoiada, as características geométricas da viga mista são mostradas na Figura. O perfil de aço celular foi obtido de um perfil IPE 550. O aço do perfil é o S235. Antes da cura do concreto o peso próprio da viga é de 7,35 kN/m, depois da cura o peso próprio é de 7,11 kN/m, a carga permanente é de 3 kN/m e a sobrecarga de 15 kN/m. A resistência do concreto à compressão é de 30 MPa. A distância entre a viga estuda e as vigas adjacentes é de 2 m. Foram utilizados conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*) com diâmetro de 19 mm e disposição de dois conectores por nervura.

O exemplo de Ward [3] corresponde a uma viga mista de aço e concreto com perfil celular biapoiada, as características geométricas da viga mista são mostradas na Figura. O perfil de aço celular foi obtido de um perfil UB 457x67. O aço do perfil é o S355. Antes da cura do concreto o peso próprio da viga é de 2,38 kN/m², depois da cura o peso próprio é de 2,24 kN/m², a carga permanente é de 0,5 kN/m² e a sobrecarga de 6 kN/m². A resistência do concreto à compressão é de 30 MPa. A distância entre a viga estuda

Tabela 1 – Comparação dos resultados obtidos do exemplo de Oliveira (9) e do programa computacional

	Momento fletor na abertura (kNm)				Força cortante na abertura (kN)		Mecanismo Vierendeel (kNm)		Cortante longitudinal (kN)	
	M_{Sd}	M_{Rd}	$N_{ab,Sd}$	$N_{ab,Rd}$	V_{Sd}	V_{Rd}	$M_{v,Sd}$	$M_{v,Rd}$	$V_{wp,Sd}$	$V_{wp,Rd}$
Exemplo ¹	451,86	691,51	722,03	1104,97	162,31	390,74	29,22	58,95	131,8	225,9
Programa ²	451,88	625,05	726,21	1004,52	162,31	282,47	29,22	55,11	131,81	213,42
Diferença (%)	0,00	9,61	-0,58	9,09	0,00	27,71	0,00	6,51	-0,01	5,52

	Flexão do montante da alma (kN)		Flambagem do montante da alma (kN)		Restrição ao esforço cortante (kN)			Flecha (mm)
					Flambagem		Flexão	
	$M_{wp,Sd}$	$M_{wp,Rd}$	$N_{wp,Sd}$	$N_{wp,Rd}$	V_{Sd}	V_{Rd}	V_{Rd}	
Exemplo ¹	0	9,78	131,8	302,97	149,11	228,38	368,58	22,33
Programa ²	0	8,89	131,81	284,56	149,12	301,61	330,93	18,2
Diferença (%)	0,00	9,10	-0,01	6,08	-0,01	-32,06	10,21	18,50

¹ Exemplo de Oliveira (9); ² Programa desenvolvido neste estudo.

Tabela 2 – Comparação dos resultados obtidos do exemplo de Ward (3) e do programa computacional

	Momento fletor na abertura (kNm)		Força cortante no apoio (kN)		Força cortante na abertura (kN)		Cortante horizontal (kN)		Resistência do montante da alma (kNm)	
	M_{Sd}	M_{Rd}	V_{Sd}	V_{Rd}	V_{Sd}	$V_{o,Rd}$	$V_{o,Sd}$	$V_{o,Rd}$	M_{AA}	M_{max}
Exemplo ¹	504	808	201,6	1135	181,4	370	139	326	25	45,13
Programa ²	474,54	792,09	190,5	1031,7	171,45	373,29	131,14	329,18	23,61	41,02
Diferença (%)	5,85	1,97	5,51	9,10	5,49	-0,89	5,65	-0,98	5,56	9,11

	Mecanismo Vierendeel	Deflection (mm)
	$\frac{N_{f,Sd}}{N_{f,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{pl}}$	
Exemplo ¹	0,84	20,6
Programa ²	0,95	20,23
Diferença (%)	-13,10	1,80

¹ Exemplo de Ward (3); ² Programa desenvolvido neste estudo.

e as vigas adjacentes é de 3 m. Foram utilizados conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*) com diâmetro de 19 mm e disposição de um conector por nervura.

A Tabela 1 compara os resultados do programa com os do exemplo numérico de Oliveira [9], que trata da metodologia de Lawson e Hicks [4] e a Tabela 2 compara os resultados do programa com

os da metodologia de Ward [3]. A aferição do programa foi comprovada porque foi verificado que as diferenças percentuais entre os resultados do programa e dos exemplos numéricos devem-se exclusivamente aos critérios normativos adotados, uma vez que o programa utiliza a ABNT NBR 8800:2008 enquanto os exemplos foram resolvidos de acordo com normas europeias.

Figura 8 – Características geométricas da viga Ulster Beam A1 (dimensões em milímetros)

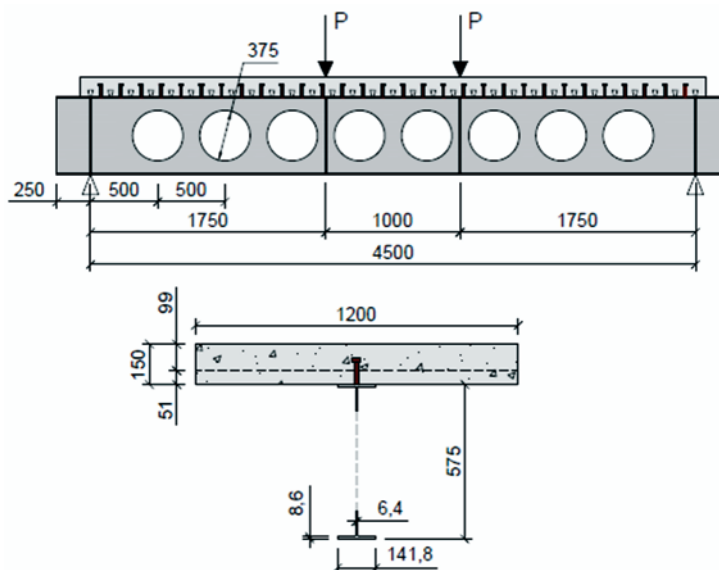


Tabela 3 – Comparação entre os resultados de Nadjai et al. (10) e do programa

	Carga de colapso (kN)	Diferença percentual $(P_p^* - P_e)/P_e \times 100$
Experimental (P_e)	370	-
Lawson e Hicks (4)	310	-16%
Ward (3)	276	-25%

(*) P_p = Carga de colapso obtida pelo programa

Tabela 4 – Comparação entre os resultados de Müller et al. (11) e do programa

	Carga de colapso (kN)	Diferença percentual $(P_p^* - P_e)/P_e \times 100$
Experimental (P_e)	843,7	-
Lawson e Hicks (4)	692	-18%
Ward (3)	556	-34%

(*) P_p = Carga de colapso obtida pelo programa

2.3 Comprovação experimental

2.3.1 Ensaio de Nadjai et al. [10]

A viga mista de aço e concreto com perfil celular, denominada *Ulster Beam A1*, foi ensaiada por Nadjai et al. [10] e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada em dois pontos. Na Figura , as características geométricas do modelo experimental são apresentadas: vão de 4500 mm entre apoios, altura expandida igual a 575 mm, diâmetro das aberturas igual a 375 mm e distância entre centros das aberturas de 500 mm. A viga celular de aço foi fabricada a partir de um perfil UB 406×140×39. O aço do perfil é o S355.

A laje mista de aço e concreto possui largura de 1200 mm e altura total de 150 mm, sendo 99 mm de altura da capa de concreto e 51 mm de altura da nervura da forma de aço incorporada, com concreto de densidade normal. A resistência do concreto à compressão foi avaliada por meio de três amostras cúbicas durante a

realização do ensaio, as quais forneceram um valor médio de 35 MPa. À laje de concreto foi incorporada uma tela de aço soldada tipo A142 (barras com 7 mm de diâmetro espaçadas a cada 200 mm), com resistência ao escoamento de 500 MPa.

O estado limite último que levou a viga *Ulster Beam A1* ao colapso foi a flambagem do montante da alma. Para fins de comparação, foi calculada pelo programa a carga de colapso relacionada a esse estado limite por ambas às metodologias, de Lawson e Hicks [4] e Ward [3]. Pela Tabela 3, pode-se notar que ambas as metodologias estão a favor da segurança e que a metodologia de Lawson e Hicks [4] mostrou-se mais adequada na previsão da carga de colapso relacionada ao estado limite em questão.

2.3.2 Ensaio de Müller et al. [11]

A viga mista de aço e concreto com perfil celular, denominada *RWTH Beam 1B*, foi ensaiada por Müller et al. [11] e corresponde a uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada em quatro pontos. Na Figura , as características geométricas do modelo

Figura 9 – Características geométricas da viga RWTH Beam 1B (dimensões em mm)

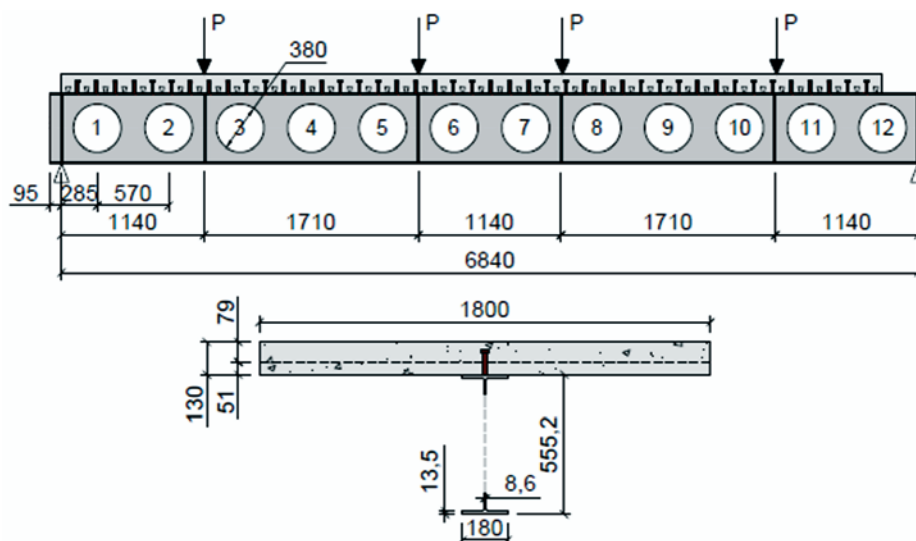


Tabela 5 – Padrões geométricos adotados para o perfil W 310x32,7

d	d _o	s	L _{/d_g}
1,3d _g	0,6d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,7d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,8d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1,4d _g	0,63d	1,3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,7d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,8d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1,5d _g	0,73d	1,3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,8d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1,57d _g	0,8d	1,3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40

experimental são apresentadas: vão de 6840 mm entre apoios, altura expandida igual a 555,2 mm, diâmetro das aberturas igual a 380 mm e distância entre centros das aberturas de 570 mm. A viga celular de aço foi fabricada a partir de um perfil IPE 400. O aço do perfil é o S355.

Müller *et al.* [11] considerou interação completa entre aço e concreto. Essa interação foi assegurada com a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*), com diâmetro de 19 mm e disposição de um conector por nervura da forma de aço incorporada à laje. As características geométricas da forma de aço incorporada são as mesmas daquela utilizada no modelo Ulster-A1.

A laje mista de aço e concreto possui largura de 1800 mm e altura total de 130 mm, sendo 79 mm de altura da capa de concreto e 51 mm de altura da nervura da forma de aço incorporada, com concreto de densidade normal. Na laje de concreto foi utilizada uma taxa de armadura de 0,4% nas direções transversal e longitudinal, sendo esta malha localizada a 20 mm da face superior da laje.

A viga mista de aço e concreto com perfil celular *RWTH Beam 1B* foi ensaiada com as aberturas 11 e 12 preenchidas. O estado limite último que levou a viga *RWTH Beam 1B* ao colapso foi a flambagem do montante da alma entre as aberturas 1 e 2. Pelo resultado

do programa de cálculo, o colapso deveria ser governado pelo mecanismo Vierendeel, em uma carga 21% menor que a experimental de acordo com a metodologia de Lawson e Hicks [4] e 42% menor que a experimental segundo a metodologia de Ward [3].

A Tabela 4 mostra a comparação entre os resultados experimental e os do programa computacional para cada metodologia considerando o estado limite de flambagem do montante da alma que governou o colapso experimental. Pode-se notar que ambas as metodologias estão a favor da segurança e que a metodologia de Lawson e Hicks [4] mostrou-se mais adequada na previsão da carga de colapso relacionada ao estado limite em questão.

3. Resultados e discussões

O estudo paramétrico de vigas mistas com perfil de aço celular foi realizado considerando vigas obtidas a partir de dois perfis I laminados, W 310x32,7 e W 530x85. O estudo foi feito para vigas simplesmente apoiadas, submetidas a um carregamento uniformemente distribuído, considerando construção escorada. O aço dos perfis é o ASTM A572 (Grau 50).

A laje estudada é mista de aço e concreto com forma de aço incorporada de nervuras de altura igual a 75 mm, paralelas ao vão

Tabela 6 – Padrões geométricos adotados para o perfil W 530x85

d	d _o	s	L _{/d_g}
1,3d _g	0,6d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,7d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,8d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1,4d _g	0,63d	1,3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,7d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,8d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1,5d _g	0,73d	1,3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
	0,8d	1,3d _o , 1,4d _o and 1,5d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40
1,57d _g	0,8d	1,3d _o	10, 15, 20, 25, 30, 35 and 40

Tabela 7 – Estado limite e carga máxima para vigas mistas com perfil de alma cheia

L/d _g	W 310x32.1		W 530x85	
	q _{max} (kN/m)	Estado limite	q _{max} (kN/m)	Estado limite
10	168,3	Plastificação por Momento	208,65	Plastificação por Momento
15	85,7	Plastificação por Momento	98,7	Flecha excessiva
20	43,3	Flecha excessiva	45,4	Flecha excessiva
25	23,55	Flecha excessiva	24,1	Flecha excessiva
30	14,25	Flecha excessiva	13,95	Flecha excessiva
35	9,3	Flecha excessiva	8,8	Flecha excessiva
40	6,4	Flecha excessiva	5,9	Flecha excessiva

da viga e composta por concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa. A altura total da laje foi de 13 cm. Foi considerada uma distância de 3 m entre a viga estudada e as adjacentes. Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça (*Stud Bolt*) com diâmetro de 19 mm foram adotados. Inicialmente, a quantidade de conectores foi calculada considerando interação completa entre aço e concreto nas vigas mistas com os perfis de alma cheia que derem origem as vigas mistas de perfis celulares estudadas. O mesmo número de conectores de cisalhamento foi adotado para as vigas mistas com perfis celulares.

As metodologias de Ward [3] e Lawson e Hicks [4] apresentam limites diferentes para a definição da geometria de vigas celulares. Nesse estudo, os parâmetros geométricos das vigas foram definidas atendendo aos limites de ambas as metodologias. As tabelas 5 e 6 mostram respectivamente os parâmetros e a razão L/d_g (comprimento do vão/altura expandida) adotados para o perfil W310x32,7 e W530x85. A altura do perfil de origem foi designada por d_g, o diâmetro das aberturas por d_o e a distância centro a centro das aberturas por s.

Inicialmente, as vigas mistas foram calculadas com o perfil de aço original, para determinação da sua carga última (P_{VM}) e do estado limite associado ao colapso. Em seguida, utilizou-se o programa aqui desenvolvido para o cálculo das vigas mistas com perfil de aço

celular e obtenção da carga última (P_{VC}). Dessa forma, a diferença percentual entre as cargas últimas da viga mista com perfil celular e da viga mista com perfil de alma cheia pode ser calculada como:

$$\delta = (P_{VC} - P_{VM}) / P_{VM} \times 100 (\%) \quad (12)$$

Se a diferença percentual for menor do que zero, significa que a viga mista de alma cheia resiste melhor ao carregamento aplicado do que a viga mista com perfil celular, caso contrário, a viga mista com perfil celular apresenta um melhor desempenho.

Para determinação da carga última em ambas as vigas, com perfil de alma cheia e celular, uma rotina foi desenvolvida no programa computacional capaz de incrementar o valor da carga até ser atingida a carga de colapso da viga e, em seguida, escrever o valor da carga última e o modo de colapso em uma planilha. A verificação dos estados limites últimos foi feita considerando todo o carregamento aplicado (cargas permanente e variável) multiplicado por 1,4. Para a verificação do estado limite de serviço de flecha excessiva, foi considerado que 40% do carregamento total era permanente e, portanto, utilizou-se essa parcela de carregamento para o cálculo

Tabela 8 – Carga última e estado limite associado para vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 310x32,7

L/d _g	δ(%)	Designação	Estado limite
10	-29%	VC 310-1,3-0,6-1,5-10	Mecanismo Vierendeel
15	-20%	VC 310-1,3-0,6-1,5-15	Plastificação por momento fletor
20	-8%	VC 310-1,5-0,73-1,3-20	Flambagem do montante da alma
25	13%	VC 310-1,5-0,73-1,3-25	Plastificação por momento fletor
30	32%	VC 310-1,5-0,73-1,3-30	Plastificação por momento fletor
35	48%	VC 310-1,5-0,73-1,3-35	Plastificação por momento fletor
40	66%	VC 310-1,5-0,73-1,3-40	Plastificação por momento fletor

(*) Diferença percentual

Tabela 9 - Carga última e estado limite associado para vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 530x85

L/d_g	$\delta(\%)$	Designação	Estado limite
10	-19%	VC 530-1,3-0,6-1,5-10	Mecanismo Vierendeel
15	-8%	VC 530-1,3-0,6-1,5-15	Plastificação por momento fletor
20	20%	VC 530-1,4-0,63-1,3-20	Plastificação por cortante longitudinal
25	52%	VC 530-1,5-0,73-1,3-25	Plastificação por momento fletor
30	82%	VC 530-1,6-0,8-1,3-30	Flambagem do montante da alma
35	105%	VC 530-1,6-0,8-1,3-35	Flecha excessiva
40	103%	VC 530-1,6-0,8-1,3-40	Flecha excessiva

(*) Diferença percentual

da flecha de longa duração. A carga variável foi tomada como 60% do valor do carregamento total, sendo então a determinada a respectiva flecha de curta duração.

3.1 Viga mista com perfil de alma cheia dimensionada pela ABNT NBR 8800:2008

A Tabela 7 apresenta o estado limite que governa o dimensionamento das vigas mistas com perfil de alma cheia para cada razão L/d_g (vão/altura do perfil original) e as respectivas cargas máximas associadas.

3.2 Viga mista com perfil celular dimensionada metodologia de Lawson e Hicks [4]

No estudo paramétrico, a simbologia para identificação das vigas

mistas com perfil celular foi dada pela designação: VC $d_g - d/d_g - d_o/d - s/d_o - L/d_g$, onde VC indica viga mista celular e as variáveis d_g , d , d_o , s e L são os parâmetros geométricos. Por exemplo, VC 310-1,3-0,6-1,3-10 significa uma viga mista celular com 310 mm de altura do perfil laminado original, d_g , razão entre a altura final e a altura do perfil original, d/d_g , igual a 1,3, razão entre o diâmetro da abertura e a altura final, d_o/d , igual a 0,6, razão entre a distância entre aberturas e o diâmetro da abertura, s/d_o , igual a 1,3 e por último, a razão entre o vão e a altura do perfil original igual a 10. A Tabela 8 apresenta as vigas mistas com perfil celular obtidas a partir do perfil W 310x32,7 que apresentaram o melhor desempenho (maior resistência ou menor flecha, dependendo do estado limite que governa) em relação às vigas mistas com perfil de alma cheia. O estado limite que governou o dimensionamento é mencionado na tabela.

Tabela 10 - Relação entre a geometria da mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 310x32,7 e os modos de colapso

Estado limite	Características geométricas
Plastificação por cortante longitudinal	$L/d_g \leq 15$, $d_o \leq 0,63d$ e $s \leq 1,4d_o$
	$L/d_g \leq 15$, $d_o = 0,7d$ e $s = 1,3d_o$
Flambagem do montante da alma	$L/d_g = 20$, $d_o \leq 0,63d_o$ e $s = 1,3d_o$
	$15 \leq L/d_g \leq 20$, $d = 1,5d_g$ e $d_o = 0,73d$
Mecanismo Vierendeel	$20 \leq L/d_g \leq 25$ e $d = 1,57d_g$
	$L/d_g \leq 15$ e $d_o \geq 0,7d$, com exceção dos casos onde ocorreu cortante longitudinal
Flecha excessiva	$L/d_g = 20$ e $d_o = 0,8d$
	$L/d_g = 40$ e $d = 1,3d_g$
	$L/d_g = 40$ e $d = 1,4d_g$ e $s \leq 1,4d_o$
	$L/d_g = 35$ e $d = 1,3d_g$ e $d_o = 0,6d$
Plastificação por momento fletor	$L/d_g = 35$ e $d = 1,3d_g$ e $d_o = 0,7d$ e $s = 1,3d_o$
	$L/d_g \geq 25$, com exceção dos casos onde ocorreu flecha excessiva
	$L/d_g = 20$ e $d_o \leq 0,7d$, com exceção dos casos onde ocorreu cortante longitudinal
	$L/d_g = 15$, $d_o = 0,6d$ e $s = 1,5d_o$

Tabela 11 - Relação entre a geometria da mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 530x85 e os modos de colapso

Estado limite	Características geométricas
Plastificação por cortante longitudinal	$L/d_g \leq 15$, $d_o \leq 0,63d$ e $s \leq 1,4d_o$
	$L/d_g = 15$, $d_o = 0,7d$ e $s = 1,3d_o$
	$L/d_g = 20$, $d_o \leq 0,63d$ e $s = 1,3d_o$
Flambagem do montante da alma	$L/d_g \leq 20$, $d = 1,4d_g$, $d_o = 0,7d$, $s = 1,3d_o$
	$L/d_g \leq 20$, $d = 1,5d_g$ e $d_o = 0,73d$
	$20 \leq L/d_g \leq 25$, $d = 1,5d_g$, $d_o = 0,8d$, $s = 1,3d_o$
	$20 \leq L/d_g \leq 25$ e $d = 1,6d_g$
Mecanismo Vierendeel	$L/d_g \leq 15$ e $d_o \geq 0,7d$, com exceção dos casos onde ocorreu cortante longitudinal
	$L/d_g = 20$ e $d_o = 0,8d$
Plastificação por momento fletor	$L/d_g = 15$, $d = 1,3d_g$, $d_o = 0,6d$ e $s = 1,5d_o$
	$L/d_g = 20$, $d_o \leq 0,7d$ e $s \geq 1,4d_o$
	$L/d_g = 25$, $d_o \geq 0,7d$
	$L/d_g = 30$, $d = 1,4d_g$, $d_o = 0,8d$ e $s = 1,5d_o$
	$L/d_g = 30$, $d = 1,5d_g$ e $d_o = 0,8d$
Flecha excessiva	$L/d_g >= 35$
	$L/d_g = 30$ e $d_o \leq 0,73d$
	$L/d_g = 30$, $d_o = 0,8d$ e $d \leq 1,4d_g$
	$L/d_g = 25$ e $d_o \leq 0,63d$

Pela Tabela 8, pode-se notar que a utilização de vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 310x32 é vantajosa para razão L/d_g igual ou superior a 25, quando o estado limite da viga mista de perfil de alma cheia é governado pela flecha excessiva e, portanto, as tensões de serviços são relativamente baixas. Pode-se observar também que a geometria mais adequada para as vigas mistas com perfil celular nesse caso é aquela com altura final igual a 1,5 vezes a altura do perfil original, diâmetro das aberturas igual a 0,73 vezes a altura final e distância entre as aberturas iguais a 1,3 vezes o diâmetro das aberturas.

A Tabela 9 apresenta as vigas mistas com perfil celular obtidas a partir do perfil W 530x85 que apresentaram o melhor desempenho em relação às vigas mistas com perfil de alma cheia. O estado limite que governou o dimensionamento é mencionado na tabela. Pela Tabela 9, pode-se notar que a utilização de vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 530x85 é vantajosa para razão L/d_g igual ou superior a 20, quando o estado limite da viga mista de perfil de alma cheia é governado pela flecha excessiva. Pode-se observar também que a geometria mais adequada para as vigas mistas com perfil celular nesse caso é aquela com altura

Tabela 12 - Carga última e estado limite associado para vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 310x32,7

L/d_g	δ^0	Designação	Estado limite
10	-42%	VC 310-1,3-0,6-1,5-10	Mecanismo Vierendeel
15	-28%	VC 310-1,3-0,6-1,5-15	Mecanismo Vierendeel
20	-12%	VC 310-1,3-0,6-1,5-20	Mecanismo Vierendeel
25	7%	VC 310-1,5-0,73-1,3-25	Flexão e flambagem do montante da alma
30	20%	VC 310-1,5-0,73-1,3-30	Flecha excessiva
35	20%	VC 310-1,57-0,8-1,3-35	Flecha excessiva
40	19%	VC 310-1,57-0,8-1,3-35	Flecha excessiva
(*) Diferença percentual			

Tabela 13 - Carga última e estado limite associado para vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 530x85

L/d_g	δ^o	Designação	Estado limite
10	-41%	VC 530-1,3-0,6-1,5-10	Flexão e flambagem do montante da alma
15	-8%	VC 530-1,3-0,6-1,5-15	Mecanismo Vierendeel
20	17%	VC 530-1,3-0,6-1,5-20	Flecha excessiva
25	41%	VC 530-1,5-0,73-1,3-25	Flecha excessiva
30	52%	VC 530-1,6-0,8-1,3-30	Flecha excessiva
35	52%	VC 530-1,6-0,8-1,3-35	Flecha excessiva
40	53%	VC 530-1,6-0,8-1,3-40	Flecha excessiva

(*) Diferença percentual

final igual a 1,5 vezes a altura do perfil original, diâmetro das aberturas igual a 0,73 vezes a altura final e distância entre as aberturas iguais a 1,3 vezes o diâmetro das aberturas.

A análise das Tabelas 8 e 9 também mostra uma maior vantagem econômica no emprego de vigas mistas com perfil celular de maior altura, pois a diferença percentual entre a carga última da viga mista celular e a de alma cheia, d , é maior para o perfil W 530 x 85 em todas as razões L/d_g . Também, observa-se que quando maior a razão L/d_g , maior a diferença percentual, chegando a passar dos 100% para as vigas VC 530-1,6-0,8-1,3-35 e VC 530-1,6-0,8-1,3-40, ou seja, essas vigas possuem mais que o dobro da carga última de suas correspondentes vigas de alma cheia para razões L/d_g igual a 35 e 40.

A Tabela 10 apresenta a relação entre a geometria da viga mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 310x32,7 e os modos de colapso. Pode-se observar que a plastificação por esforço cortante horizontal ocorre em vãos pequenos a médios (razão L/d_g igual a 10, 15 e 20) em vigas com pequena largura do montante da alma, ou seja, nos casos onde a razão s/d_o é menor

que 1,4 e a razão d_o/d_g é menor que 0,63. O Mecanismo Vierendeel governou o dimensionamento nos casos de vãos pequenos a médios (razão L/d_g igual a 10, 15 e 20) e a razão d_o/d_g igual a 0,8, ou seja, quando a largura do montante da alma era maior. Para os vãos médios (razão L/d_g igual a 20 e 25), houve predominância da flambagem do montante da alma apenas para maiores valores da altura final, ou seja, razão d/d_g igual a 1,5 e 1,57. Para vãos grandes (razão L/d_g igual a 30, 35 e 40), os estados limites críticos foram a plastificação por momento fletor e flecha excessiva, sendo que a flecha excessiva não ocorreu na razão L/d_g igual a 30.

A Tabela 11 apresenta a relação entre a geometria da viga mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 530x85 e os modos de colapso. Pode-se observar que a plastificação por esforço cortante horizontal ocorre em vãos pequenos a médios (razão L/d_g igual a 10, 15 e 20) em vigas com pequena largura do montante da alma, ou seja, nos casos onde a razão s/d_o é menor que 1,4 e a razão d_o/d_g é menor que 0,63. O Mecanismo Vierendeel governou o dimensionamento nos casos de vãos pequenos a médios (razão L/d_g igual a 10,

Tabela 14 - Relação entre a geometria da mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 310x32,7 e os modos de colapso

Estado limite	Características geométricas
Flambagem e flexão do montante da alma	$L/d_g \leq 20, d_o \leq 0,7d$ e $s = 1,3d_o$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0,6d$ e $s = 1,4d_o$
	$L/d_g \leq 25, d_o \leq 0,73d$ e $s = 1,3d_o$
Mecanismo Vierendeel	$L/d_g \leq 25, d_o = 0,8d$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0,7$ e $s \geq 1,4d_o$
Flecha excessiva	$L/d_g = 30, d_o = 0,8$ e $d \geq 1,4d_o$
	$L/d_g = 25, d = 1,3d_g, d_o \leq 0,7d$ e $s \geq 1,4d_o$
	$L/d_g = 25, d = 1,3d_g, d_o = 0,7d$ e $s = 1,3d_o$
	$L/d_g = 25, d = 1,4d_g, d_o = 0,7d$ e $s = 1,4d_o$
	$L/d_g = 30$ e $d_o \leq 0,73d$
	$L/d_g = 30, d_o = 0,8d$ e $d = 1,3d_g$
	$L/d_g \geq 35$

Tabela 15 - Relação entre a geometria da mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 530x85 e os modos de colapso

Estado limite	Características geométricas
Flambagem e flexão do montante da alma	$L/d_g \leq 20, d_o \leq 0,7d$ e $s = 1,3d_o$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0,6d$ e $s = 1,4d_o$
	$L/d_g = 10, d_o = 0,6d$ e $s = 1,5d_o$
Mecanismo Vierendeel	$L/d_g \leq 25, d_o = 0,8d$
	$L/d_g \leq 20, d_o = 0,7$ e $s \geq 1,4d_o$
Flecha excessiva	$L/d_g = 20, d_o = 0,6d$ e $s = 1,5d_o$
	$L/d_g = 25, d_o \leq 0,7d$
	$L/d_g \geq 30$

15 e 20) e a razão d_o/d_g igual a 0,8, ou seja, quando a largura do montante da alma era maior. A flambagem do montante da alma ocorre em vãos pequenos a grandes (razão L/d_g igual a 10, 15, 20, 25 e 30), principalmente em vigas com maiores valores da altura final, ou seja, razão d/d_g maior ou igual a 1,5. A plastificação por momento fletor governou o dimensionamento, principalmente, em vão médios (razão L/d_g igual a 25), em vigas com menores valores de alturas finais, ou seja, razão d/d_g menor do que 1,5, e com razão d_o/d maior que 0,63. Em vãos grandes (razão L/d_g igual a 35 e 40) o estado limite de flecha excessiva sempre governou o dimensionamento.

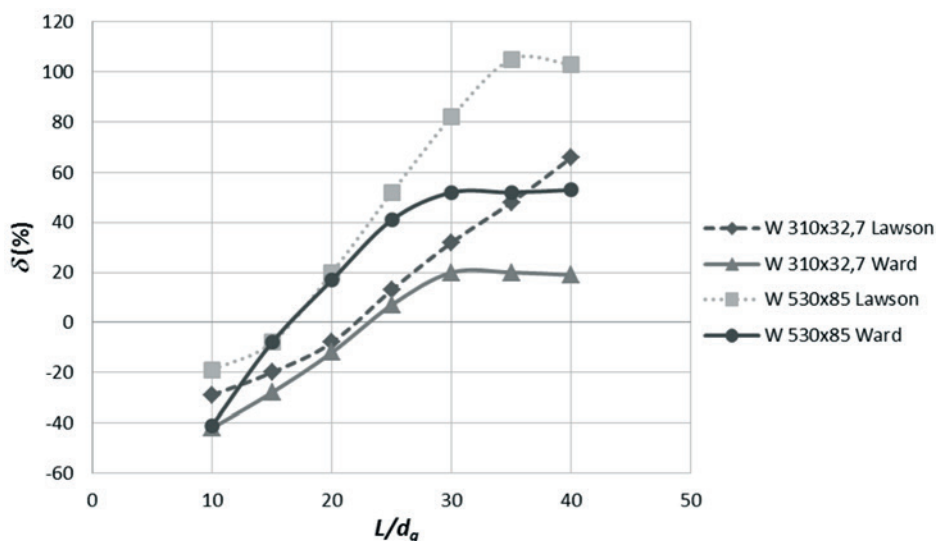
3.3 Viga mista com perfil celular dimensionada pela Metodologia de Ward [3]

A Tabela 12 apresenta as vigas mistas com perfil celular obtidas a

partir do perfil W 310x32,7 que apresentaram o melhor desempenho em relação às vigas mistas com perfil de alma cheia. O estado limite que governou o dimensionamento é mencionado na tabela. Pela Tabela 12, pode-se notar que a utilização de vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 310x32 é vantajosa para razão L/d_g igual ou superior a 25. Pode-se observar também que a geometria mais adequada para as vigas mistas com perfil celular nesse caso é aquela com altura final variando entre 1,5 ou 1,57 vezes a altura do perfil original. O diâmetro das aberturas variando de 0,73 e 0,8 vezes da altura final e a distância entre as aberturas de 1,3, vezes o diâmetro dessas.

A Tabela 13 apresenta as vigas mistas com perfil celular obtidas a partir do perfil W 530x85 que apresentaram o melhor desempenho em relação às vigas mistas com perfil de alma cheia. O estado limite que governou o dimensionamento é mencionado na tabela.

Figura 10 - Comparação entre as cargas últimas das vigas mistas celulares obtidas pelas metodologias de Ward (3) e de Lawson e Hicks (4)



Pela Tabela 13, pode-se notar que a utilização de vigas mistas com perfil celular obtido a partir do perfil W 530x32 é vantajosa para razão L/d_g igual ou superior a 20. Pode-se observar também que a geometria mais adequada para as vigas mistas com perfil celular nesse caso é aquela com altura final variando entre 1,3, 1,5 ou 1,6 vezes a altura do perfil original. O diâmetro das aberturas variando de 0,6, 0,73 e 0,8 vezes da altura final e a distância entre as aberturas variando entre 1,3, e 1,5 vezes o diâmetro dessas.

A análise das Tabelas 12 e 13 também mostra uma maior vantagem econômica no emprego de vigas mistas com perfil celular de maior altura, pois a diferença percentual entre a carga última da viga mista celular e a de alma cheia, d , é maior para o perfil W 530 x 85 em todas as razões L/d_g . Também, observa-se que quando maior a razão L/d_g , maior a diferença percentual, chegando a passar dos 50% para as vigas VC 530-1,6-0,8-1,3-35 e VC 530-1,6-0,8-1,3-40.

A Tabela 14 apresenta a relação entre a geometria da viga mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 310x32,7 e os modos de colapso. Pode-se observar que a flambagem e flexão do montante da alma ocorre em vãos pequenos a médios (razão L/d_g igual a 10, 15, 20 e 25) em vigas com pequena largura do montante da alma, ou seja, nos casos onde a razão s/d_o é menor que 1,4 e a razão d_o/d_g é menor que 0,63. O Mecanismo Vierendeel governou o dimensionamento nos casos de vãos pequenos a grandes (razão L/d_g igual a 10, 15, 20, 25 e 30) e a razão d_o/d_g igual a 0,8, ou seja, quando a largura do montante da alma era maior. Para vãos grandes (razão L/d_g igual a 30, 35 e 40), o estado limite crítico foi a flecha excessiva.

A Tabela 15 apresenta a relação entre a geometria da viga mista com perfil de aço celular obtida a partir do perfil W 530x85 e os modos de colapso. Pode-se observar que a flambagem e flexão do montante da alma ocorre em vãos pequenos a médios (razão L/d_g igual a 10, 15, 20) em vigas com pequena largura do montante da alma, ou seja, nos casos onde a razão s/d_o é menor que 1,4 e a razão d_o/d_g é menor que 0,73. O Mecanismo Vierendeel governou o dimensionamento nos casos de vãos pequenos a grandes (razão L/d_g igual a 10, 15, 20, 25 e 30) e a razão d_o/d_g igual a 0,8, ou seja, quando a largura do montante da alma era maior. Para vãos grandes (razão L/d_g igual a 30, 35 e 40), os estado limite crítico foi a flecha excessiva.

3.4 Comparação das metodologias

O gráfico da Figura mostra a comparação entre as cargas últimas das vigas mistas com perfil celular obtidas por ambas as metodologias que apresentaram o melhor desempenho (maior resistência ou menor flecha, dependendo do estado limite que governa) em relação às vigas mistas com perfil de alma cheia. A análise do gráfico da Figura 15 mostra que na maioria dos casos estudados a metodologia de Ward [3] apresenta resultados mais conservadores.

4. Conclusões

Duas metodologias de dimensionamento de vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares foram estudadas, a metodologia de Ward [3] e a metodologia de Lawson e Hicks [4]. Ambas as metodologias utilizavam as prescrições das normas europeias quando se refere a estados limites e resistências de cálculo já consagradas. Nesse trabalho, procedeu-se a adaptação

das metodologias de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 [2].

Foi desenvolvido no MATLAB (2010) um programa computacional para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfis de aço celulares abordando ambas as metodologias supracitadas. A aferição do programa computacional foi feita por meio de dois exemplos numéricos disponíveis na literatura.

Após a validação do programa, a adequação das metodologias foi verificada por meio de comprovação experimental, comparando os resultados do programa computacional com resultados de ensaios experimentais disponíveis na literatura, a saber, os resultados de Nadjai *et al.* [10] e de Müller *et al.* [11]. Foi observado que tanto a metodologia de Lawson e Hicks [4], quanto a metodologia de Ward [3], apresentaram resultados um pouco conservadores, sendo que a metodologia de Lawson e Hicks [4] mostrou-se mais adequada na previsão da carga de colapso.

Por fim, foi realizado um estudo paramétrico de vigas mistas com perfil de aço celular obtidas a partir de dois perfis laminados, W 310x32,7 e W 530x85. O estudo foi feito para ambas as metodologias apresentadas, de onde foi possível obter uma série de conclusões sobre os procedimentos de cálculo:

- Ambas as metodologias mostraram que a utilização de vigas mistas com perfil de aço celular é vantajosa quando a razão entre vão e altura, L/d , é maior ou igual a 20. Isso era esperado, uma vez que nesses casos, quem governa o dimensionamento de vigas mistas com perfil de alma cheia é flecha excessiva e, as vigas celulares possuem maior inércia. Vale observar que, na prática, as vigas mistas são utilizadas para vencer vãos maiores $L/d \geq 25$;
- Ambas as metodologias mostraram uma maior vantagem econômica no emprego de vigas mistas com perfil celular de maior altura, visto que a diferença percentual entre as cargas últimas da viga mista celular e da viga mista de alma cheia, d , foi maior para o perfil W 530x85 em todas as razões L/d ;
- Os procedimentos propostos por Ward [3] para a verificação da flambagem e flexão do montante da alma, do mecanismo Vierendeel e da flecha excessiva geraram resultados mais conservadores, o que fez com que a metodologia de Lawson e Hicks [4] fornecesse cargas últimas maiores em todos os casos analisados.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, FAPES e PPGE/UFES, pelo apoio para a realização desta pesquisa.

6. Referências bibliográficas

- [1] PINHO, F. O. Vigas casteladas e celulares. Estruturas metálicas com mais resistência, menos deformação e redução de peso. www.arcorweb.com.br. 2009.
- [2] 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.
- [3] WARD, J. K. Design of composite and non-composite cellular beams, The Steel Construction Institute, 1990.
- [4] LAWSON, R. M.; HICKS, S. J. P355: Design of composite beams with large web openings: in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes. Steel Construction Institute, 2011.

- [5] TSAVDARIDIS, K.D.; D'MELLO, C. Behavior and Strength of Perforated Steel Beams with Novel Web Opening Shapes. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, p. 1605-1620, 2011.
- [6] KERDAL, D.; NETHERCOT D.A. Failure modes for castellated beams. *Journal of Constructional Steel Research*, p. 295-315, 1984.
- [7] SILVEIRA, E. G. Avaliação do comportamento estrutural de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação. Dissertação de Mestrado, Viçosa: UFV, 2011
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [9] OLIVEIRA, T. C. P. Vigas alveoladas: metodologias de dimensionamento. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2012.
- [10] NADJAI, A.; VASSART, O.; ALI, F.; TALAMONA, D.; ALLAM, A.; HAWES, M. Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures, *Fire Safety Journal*, v. 42, p. 489-497, 2007.
- [11] MÜLLER, C.; HECHLER, O.; BUREAU, A.; BITAR, D.; JOYEUX, D.; CAJOT, L. G.; DEMARCO, T.; LAWSON, R. M.; HICKS, S.; DEVINE, P.; LAGERQVIST, O.; HEDMAN-PÉTURSSON, E.; UNOSSON, E.; FELDMANN, M. Large web openings for service integration in composite floors. *Technical steel research*, 2006.

Volume 8, Number 6

December 2015

ISSN: 1983-4195

Contents

Application of general method for design of concrete columns and encased composite steel and concrete columns

L. E. A. CHAVES, R. B. CALDAS, R. H. FAKURY AND R. J. PIMENTA

755

Recommendations for verifying lateral stability of precast beams in transitory phases

P. A. KRAHL, M. C. V. LIMA and M. K. EL DEBS

763

Experimental and finite element analysis of bond-slip in reinforced concrete

A. R. V. WOLENSKI, S. S. DE CASTRO, S. S. PENNA, R. L. S. PITANGUEIRA, B. V. SILVA and M. P. BARBOSA

787

Influence of the concrete structural configuration in the seismic response

L. A. P. PEÑA and G. N. D. DE CARVALHO

800

Study of methods for the design of cellular composite steel and concrete beams

A. BADKE-NETO, A. F. G. CALENZANI and W. G. FERREIRA

827