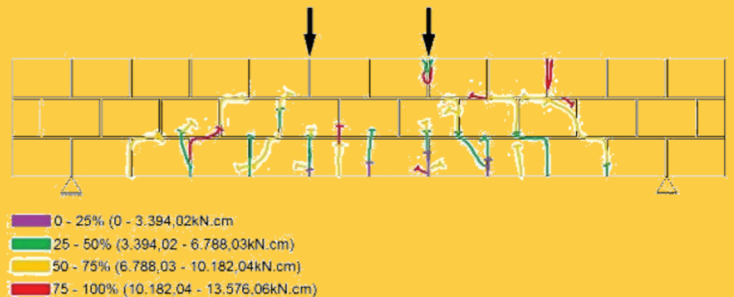
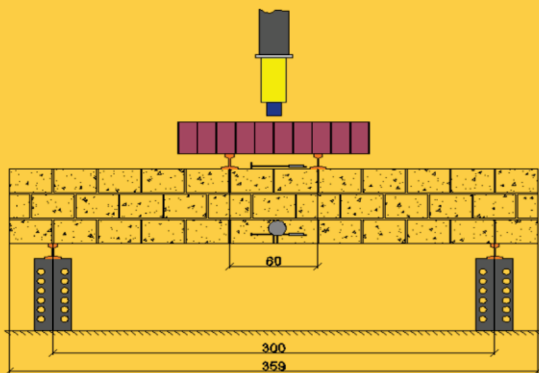
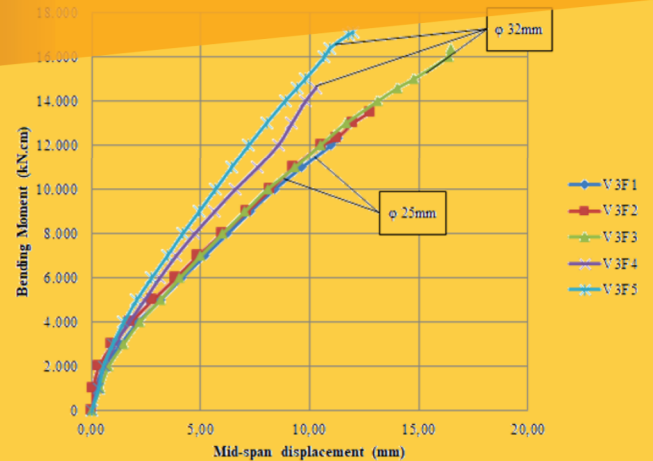


Volume 12, Number 5

October, 2019

ISSN 1983-4195



Contents

Nonlinear numerical analysis of composite slabs with steel decking

A. R. SILVA and P. B. SILVA

Nonlinear static analysis of a pile-supported wharf

E. ZACCHEI, P. H. C. LYRA and F. R. STUCCHI

Experimental study of reinforced masonry beams

J. S. CAMACHO, L. F. CONTADINI and G. A. PARSEKIAN

Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete frame-braced buildings

R. J. ELLWANGER

Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills

G. M. S. ALVA and G. A. MONTANDON

Reliability of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code NBR-6118:2014

M. SCHERER, I. B. MORSCH and M. V. REAL

Study of the influence of compressive strength concrete on columns during the design of a multi-floor building

G. M. FREGONEZI, W. W. WUTZOW and R. D. VANDERLEI

Assessment of concrete anisotropy by means of compression and indirect tensile tests

L. E. KOSTESKI, E. MARANGON and J. D. RIERA

Experimental evaluation on the structural behavior of truss shear connectors in composite steel-concrete beams

W. C. S. BARBOSA, L. M. BEZERRA, L. CHATER and O. R. O. CAVALCANTE

About the use of semi-continuity in simply supported composite steel and concrete beams, to remove fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of less than 30 minutes

L. C. ROMAGNOLI and V. P. SILVA

Contribution to hierarchical modeling in tunnel design practice

B. S. DZIALOSZYNSKI and F. R. STUCCHI

Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures

R. A. RODRIGUES, C. E. N. MAZZILLI and T. N. BITTENCOURT

EDITOR

- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brazil
js@fec.unicamp.br

ASSOCIATE EDITORS

- Bernardo Horowitz, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, PE, Brazil
horowitz@ufpe.br
- Bernardo Tutikian, Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brazil
bfutikian@unisinos.br
- José Marcio Fonseca Calixto, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil
calixto@dees.ufmg.br
- José Tadeu Balbo, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
jobalbo@usp.br
- Leandro Mouta Trautwein, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brazil
leandromt@gmail.com
- Mauro de Vasconcelos Real, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, RS, Brazil
mvreal@uol.com.br
- Osvaldo Luis Manzoli, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" – UNESP, Bauru, SP, Brazil
omanzoli@feb.unesp.br
- Paulo Cesar Correia Gomes, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, Brazil
pgomes@ctec.ufal.br
- Rafael Giuliano Pileggi, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
rafael.pileggi@usp.br
- Roberto Caldas de Andrade Pinto, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, SC, Brazil
r.pinto@ufsc.br
- Ronaldo Barros Gomes, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brazil
rbbgomes@gmail.com
- Túlio Nogueira Bittencourt, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
tbitten@gmail.com

EDITORIAL COMMISSION

- Antonio Carlos R. Laranjeiras, ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brasil
antolar@terra.com.br
- Emil de Souza Sánchez Filho, Universidade Federal Fluminense, UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
emilsanchez@uol.com.br
- Geraldo Cechella Isaia, Universidade Federal de Santa Maria, UFSM, Santa Maria, RS, Brasil
gisaia@pq.cnpq.br
- Gonzalo Ruiz, Universidad de Castilla – La Mancha – UCLM, Ciudad Real, Spain, Gonzalo
Ruiz@uclm.es
- Ivo José Padaratz, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, SC, Brasil
padaratz@gmail.com
- Joaquim de Azevedo Figueiras, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP, Porto, Portugal
jafig@fe.up.pt
- Paulo Monteiro, University of California Berkeley, Berkeley, CA, USA
monteiro@co.berkel.ey.edu
- Pedro Castro Borges, CINVESTAV, Mérida, Yuc., México,
pcastro@mda.cinvestav.mx
- Vladimir Antonio Paulon, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brasil,
vpaulon@yahoo.com.br

FORMER EDITORS

- Américo Campos Filho, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
americo@ufrgs.br
- Denise C. C. Dal Molin, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
dmolin@ufrgs.br
- Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Instituto Superior Técnico – IST, Lisboa, Portugal
eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt
- Guilherme Sales Melo, Universidade de Brasília, UnB, Brasília, DF, Brasil
melog@unb.br
- Leandro Francisco Moretti Sanchez, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada
leandrofms@gmail.com
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
lcarlos66@gmail.com
- Mounir Khalil El Debs, Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, SP, Brasil
mkdebs@sc.usp.br
- Nicole Pagan Hasparyk, Eletrobras Furnas, Aparecida de Goiânia, GO, Brasil
nicolepha@gmail.com
- Paulo Helene, Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, SP, Brasil
paulo.helene@concretophd.com.br
- Romilde Almeida de Oliveira, Universidade Católica de Pernambuco – UNICAP, Recife, PE, Brasil,
romildealmeida@gmail.com
- Romildo Dias Toledo Filho, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
toledo@coc.ufrj.br
- Rubens Machado Bittencourt, Eletrobras Furnas, Aparecida de Goiânia, GO, Brasil
rbitten@furnas.com.br

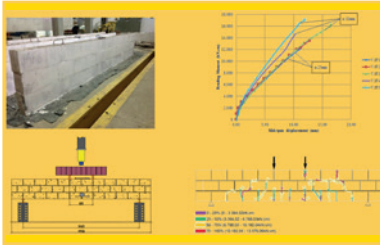
REVIEWERS

Reviewers are selected by the Editors among IBRACON members with acknowledged competence in the specific area of each submission. Their contribution is acknowledged yearly, at the end of each volume. If necessary, the Editors will assign nonmembers as reviewers.

The fifth issue of the 2019 volume of the IBRACON Structures and Materials Journal (RIEM, Volume 12, Issue 6, October 2019) is released with twelve articles on structural concrete. The main objective of the first article is the implementation of a finite element model for nonlinear numerical analysis of concrete slabs with steel decking. The second article presents a nonlinear static analysis using a case study of a pile-supported wharf in a new oil tankers port. An experimental program on reinforced concrete masonry beams is described in the third article, aiming at a better understanding of the behavior of reinforced masonry beams. The work described in the fourth article investigates the influence of the instability parameter of reinforced concrete frame-braced buildings. The fifth article discusses the behavior of single-storey, single-bay reinforced concrete infilled frames with masonry panel subjected to static horizontal load. The sixth article aims at an evaluation of the reliability indexes of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian Code NBR-6118:2014 with respect to the ultimate limit state. The objective of the seventh article is to analyze the influence of concrete compressive strength in columns for the design of a multi-storey building, using a CAD/TQS computational tool. In the eighth article, results of uniaxial compression tests and indirect tensile tests, using cylindrical samples, are reported. These tests confirm that both the unconfined compressive strength and the indirect tensile strength determined on cylindrical samples are influenced by the angle between the sample axis and the orientation during casting. The ninth article presents the development of a truss-type shear connector proposed for a concrete-steel composite beam. The tenth article investigates the use of semi-continuity in simply supported composite steel and concrete beams, to remove fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of fewer than 30 minutes. The eleventh article presents a comparative analysis between two model hierarchies commonly applied in tunnel structural design: continuum ground models and bedded-beam models. The main objective of the last article is to carry out a comparative analysis between the methods and provisions of the Brazilian code ABNT NBR 15421:2006 and those of the ASCE/SEI 7 and the Eurocode 8, on the seismic design of structures.

We acknowledge the dedication of authors and reviewers for this issue.

The Editors



Cover: EXPERIMENTAL STUDY OF
REINFORCED MASONRY BEAMS

Courtesy: L. F. CONTADINI, BRAZIL



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

José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa
(Brazil)

Bernardo Horowitz
(Brazil)

Bernardo Tutikian
(Brazil)

José Márcio Fonseca Calixto
(Brazil)

José Tadeu Balbo
(Brazil)

Leandro Mouta Trautwein
(Brazil)

Mauro Vasconcellos Real
(Brazil)

Oswaldo Luís Manzoli
(Brazil)

Paulo César Correia Gomes
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Ronaldo Barros Gomes
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

Cover design & Layout:

Ellementto-Arte
www.ellementto-arte.com

Volume 12, Number 5

October 2019

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Nonlinear numerical analysis of composite slabs with steel decking

A. R. SILVA and P. B. SILVA

972

Nonlinear static analysis of a pile-supported wharf

E. ZACCHEI, P. H. C. LYRA and F. R. STUCCHI

998

Experimental study of reinforced masonry beams

J. S. CAMACHO, L. F. CONTADINI and G. A. PARSEKIAN

1010

**Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete
frame-braced buildings**

R. J. ELLWANGER

1034

Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills

G. M. S. ALVA and G. A. MONTANDON

1058

**Reliability of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code
NBR-6118:2014**

M. SCHERER, I. B. MORSCH and M. V. REAL

1086

**Study of the influence of compressive strength concrete on columns during the design
of a multi-floor building**

G. M. FREGONEZI, W. W. WUTZOW and R. D. VANDERLEI

1126

Assessment of concrete anisotropy by means of compression and indirect tensile tests

L. E. KOSTESKI, E. MARANGON and J. D. RIERA

1148

**Experimental evaluation on the structural behavior of truss shear connectors
in composite steel-concrete beams**

W. C. S. BARBOSA, L. M. BEZERRA, L. CHATER and O. R. O. CAVALCANTE

1157

**About the use of semi-continuity in simply supported composite steel and concrete
beams, to remove fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of less
than 30 minutes**

L. C. ROMAGNOLI and V. P. SILVA

1183

Contribution to hierarchical modeling in tunnel design practice

B. S. DZIALOSZYNSKI and F. R. STUCCHI

1205

**Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing
of reinforced concrete structures**

R. A. RODRIGUES, C. E. N. MAZZILLI and T. N. BITTENCOURT

1220

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, institui-

ções 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 2017/2019

Diretor Presidente

Julio Timerman

Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos

José Tadeu Balbo

Selmo Chapira Kuperman

Assessor da Presidência – Atuação ABCP/ABESC

Hugo da Costa Rodrigues Filho

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras

Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente

Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 2º Vice-Presidente

Bernardo Tutikian

Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário

Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro

Nelson Covas

Diretor de Marketing

Hugo Rodrigues

Diretor de Eventos

César Daher

Assessores da Diretoria de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Sônia Regina Cottas Freitas

Diretor Técnico

Paulo Helene

Diretor de Relações Institucionais

Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Íria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos

Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal

Gilberto Antônio Giuzio

Diretora de Atividades Estudantis

Jéssika Pacheco

Conselho Diretor Biênio 2017/2019

Sócios Titulares Individuais

Cláudio Sbrighi Neto

Augusto Carlos de Vasconcelos

Júlio Timerman

Luiz Prado Vieira Júnior

Antônio Domingues de Figueiredo

Vladimir Antonio Paulon

Carlos José Massucato

Maurice Antoine Traboulsi

Nelson Covas

César Henrique Sato Daher

Luiz Carlos Pinto da Silva

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Antonio Laranjeiras

Enio Pazini Figueiredo

Geraldo Cechella Isaia

Mário Willian Esper

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo

FURNAS Centrais Elétricas S.A.

LAFARGE HOLCIM

CNO – Construtora Noberto Odebrecht

ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto

L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

GERDAU

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano

José Marques Filho

Paulo Helene

Ronaldo Tartuce

Rubens Machado Bittencourt

Selmo Chapira Kuperman

Simão Prizskulnik

Tulio Nogueira Bittencourt

Nonlinear numerical analysis of composite slabs with steel decking

Análise numérica não linear de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

A. R. SILVA ^a

amilton@em.ufop.br

<https://orcid.org/0000-0002-7122-252X>

P. B. SILVA ^a

engpriscilabrandao@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0002-7412-6728>

Abstract

The composite slabs behavior is governed by longitudinal shear at the interface between the steel deck and concrete, which is developed in slabs under simple bending. The m-k method and the partial connection method, that are used in the evaluation of shear strength at the steel-concrete interface of composite slabs, are based on expensive and long-term experimental tests. The main objective of this work is to implement a finite element model for nonlinear numerical analysis of concrete slabs with steel decking. For this, flat shell elements are implemented, considering Reissner-Mindlin and Kirchoff plate theories, bar elements, considering the beam theory of Timoshenko, and interface elements. In the numerical analyzes presented in the present work, the steel deck and the concrete slab, of thickness given by the total height of the slab less the height of the steel deck, are modeled with flat shell elements. The concrete rib is modeled with bar elements. The contact between steel deck and concrete is modeled through interface elements. The geometric and material nonlinearities are considered in the numerical analysis. The analyzed examples validate the numerical model suggested in this work, presenting the advantage of using a two-dimensional discretization of the problem while in comparative numerical models are uses a three-dimensional discretization of the concrete slab.

Keywords: composite slabs, flat shell elements, partial connection, longitudinal shear.

Resumo

O comportamento das lajes mistas é governado pelo cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto, que é desenvolvido em lajes sob flexão simples. O método m-k e o método da interação parcial, utilizados no cálculo da resistência ao cisalhamento na interface aço-concreto de lajes mistas, são baseados em ensaios experimentais caros e de longa duração. O objetivo principal desse trabalho é implementar um modelo de elementos finitos para análise numérica não linear de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, para isso são implementados elementos planos de casca, considerando as teorias de placa de Reissner-Mindlin e Kirchoff, elementos de barra, considerando a teoria de viga de Timoshenko, e elementos de interface. Nas análises numéricas apresentadas nesse trabalho a fôrma de aço e a laje de concreto, de espessura dada pela altura total da laje menos a altura da forma de aço, são modeladas com elementos planos de casca. A nervura de concreto é modelada com elementos de barra. O contato entre a fôrma de aço e o concreto é modelado através de elementos de interface. As não linearidades geométrica e física são consideradas na análise numérica. Os exemplos analisados validam o modelo numérico sugerido neste trabalho apresentando a vantagem de usar uma discretização bidimensional do problema enquanto os modelos numéricos comparativos utilizam uma discretização tridimensional da laje de concreto.

Palavras-chave: lajes mistas, elementos planos de casca, conexão parcial, cisalhamento longitudinal.

^a Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto, MG, Brazil.

1. Introduction

The composite slabs consist of a cold-formed steel profiled sheeting, known as steel deck, and a concrete slab. The steel profiled sheeting should be designed to support the construction loads and, after the concrete has hardened, act as part or all the tensile reinforcement. The concrete must be designed to support compression and vertical shear stresses. This structural system arised in the late 1930s and became popular during the late 1980s [1]. The composite slabs began to be used in Brazil in the 1990s and have been popularized ever since [2].

The most common failure mechanism in composite slabs is longitudinal shear failure at the interface between the steel and concrete. There are several factors that influence the longitudinal shear strength of the interface, such as the steel sheeting and the concrete slab thicknesses, the geometry of the steel sheeting, the depth and slope of the embossments and the distance between them, the load configuration, the type of anchorage at the ends and the shear span. The main characteristic of failure mechanism due to longitudinal shear is the sliding of the concrete over the steel decking that occurs for a load much smaller than the corresponding load to the flexural strength [1]. The NBR 8800 [3] and EUROCODE 4 [4] recommend the m-k method and the partial connection method to verify this failure mechanism. These methods rely on real-scale experimental trials, which are expensive and time-consuming. The values of m and k are different for each type of steel sheeting requiring experimental tests for each variation of the profiled steel sheet [5].

The numerical analysis of composite slabs using the finite element method is proposed as an economical alternative to the real-scale bending tests, enabling a reduction in these tests' frequency [6]. The authors point out that the correct modeling of the shear stress versus shear stress curve at the steel-concrete interface is the factor that most affects the accuracy of numerical results. A method dependent of few parameters for the modeling of the shear stress versus slip curve is also proposed [7].

In most numerical analysis papers of composite slabs [7, 8, 9, 10, 11 and 12] the authors simulate the concrete slab by three-dimensional elements, the steel decking by flat shell elements, and the connec-

tion by using interface elements. In this paper only flat shell elements, beam elements and interface elements are used, providing an analysis of lower computational cost than to the that uses three-dimensional discretization of the concrete part of the composite slab. In a new type of composite slabs, proposed by Ferrer *et al.* [13], it is suggested altering the trapezoidal steel sheeting, replacing the embossments by holes in the inclined parts of the steel decking. According to the obtained results, this type of bonding is equivalent to the total connection between the materials, because the rupture of the slabs occurred with the total plastification of the sections.

This paper considers the physical nonlinearity the flat shell element and it is subdivided into layers which are considered in a plane state plane of stress and may have different mechanical characteristics. For the case of the flat shell element in reinforced concrete, the steel reinforcements are considered as equivalent steel layers with stiffness only in the direction of the reinforcement. This nonlinear physical model for the flat shell element of concrete has been used previously [14,15, 16 and 17].

In the flat shell element formulation, the plate theories of Reissner-Mindlin and Kirchhoff are considered. The Reissner-Mindlin theory can generate numerical errors in the analysis of thin plates with low discretization due to non-compatibility of the form functions in evaluating the shear deformation, which in these cases tends to be very small. This shear locking is not verified in Kirchhoff's plate theory, although the formulation for this theory is somewhat more complex, as the rotations are associated with the derived of the perpendicular displacement to the plane of the plate. Details of some formulations of flat shell element considering Kirchhoff's plate theory can be found elsewhere [18, 19, 20 and 21].

2. Composite slabs contact mechanism behavior

The behavior of the contact interface between the steel decking and the concrete of composite slabs has been extensively studied. From the experimental tests, pull-out test, push-off test and bending test, the data require to generate curves that relate the longitudinal slip with the shear stress were obtained [22].

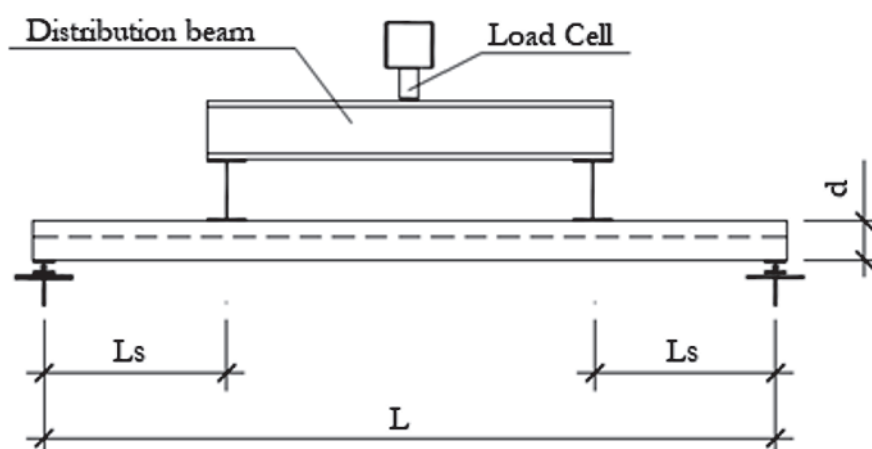


Figure 1
Set up of the bending test (adapted from [9])

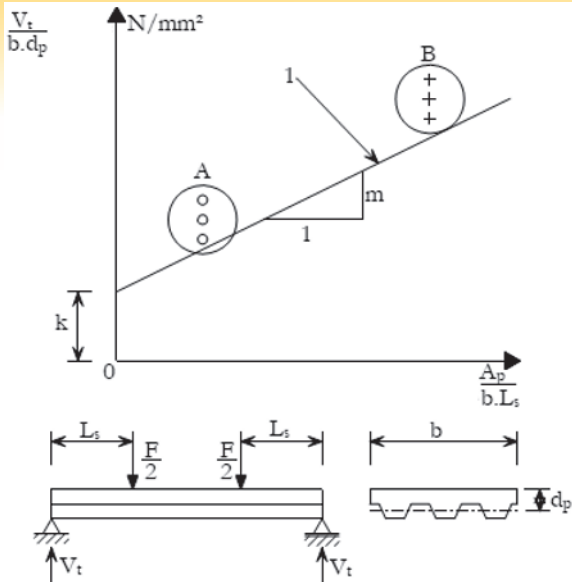


Figure 2
Determination of the parameters m and k [3]

The main problem of both pull-out and push-off tests is that, they do not capture the curvature effects due to bending of the slab and of the ratio between the length of shear span and the effective concrete thickness [6]. Therefore, it is suggested the bending test shown in Figure 1 which consists in the application of two symmetrical loads according to the supports of the composite slab subjecting it to pure and simple bending. As a result of this test, the parameters m and k used to determine the design longitudinal shear force (Eq. 1) of composite slabs using the studied steel sheeting are determined. In Eq. 1, d_p is the distance from the upper face of the concrete slab to the geometric center of the effective section of the steel sheeting, b is the slab unit width, L_s is the shear span and A_s is the area of the effective section of the steel sheeting.

$$V = b d_p \left[\left(\frac{m A_s}{b L_s} \right) + k \right] \tag{1}$$

In the m - k method, the Eq. 1 is rewritten as a linear equation, m being the angular coefficient and k the linear coefficient [23]. With this consideration, two groups of three tests are analyzed for each steel decking model, as indicated in Figure 2, by regions A and B.

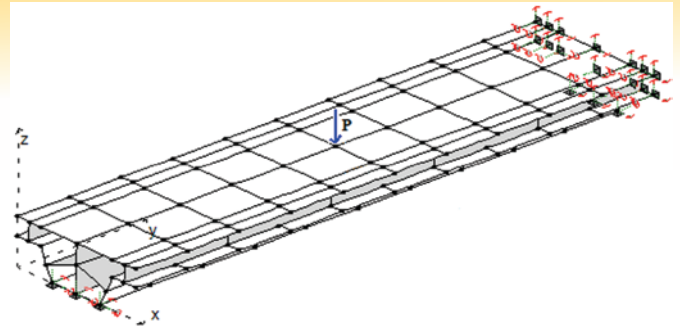


Figure 3
Composite slab model

Both groups are defined in such a way that one group is formed by compact composite slabs and the other of slender composite slabs. With the values obtained from the tests, a linear regression is done using the least squares method, and the parameters m and k are generated, as shown in Figure 2.

The bending test for the study of mechanisms that influence the transfer of longitudinal shear in composite slabs were used [1 and 8]. A methodology for the three-dimensional nonlinear modeling of the pull-out test to simulate the slip behavior on the contact considering it with friction was also used [24]. It was concluded that the parameters that most influenced the slip resistance are the embossments transversal slope, the steel sheeting thickness and the friction surface conditions. Other authors [25, 26 and 27] have shown that the ends anchoring the composite slabs improve their structural behavior.

3. Computational implementation

In Figure 3 it is shown the discretization of a composite slab in flat shell elements, beam elements and interface elements. In this figure the composite slab has simple supports at the ends, perpendicular to the direction of the ribs and is free in the remainder of its contour. Therefore, the composite slab tends to flex only in the yz plane of the figure. Due to this, together with the symmetry of the conditions of support and loading, only one rib of the composite slab and half of its span is simulated.

Figure 4 includes the elements used in the discretization of the composite slab. Two interface elements are used to model the steel-concrete interface, one that connects two flat shell elements

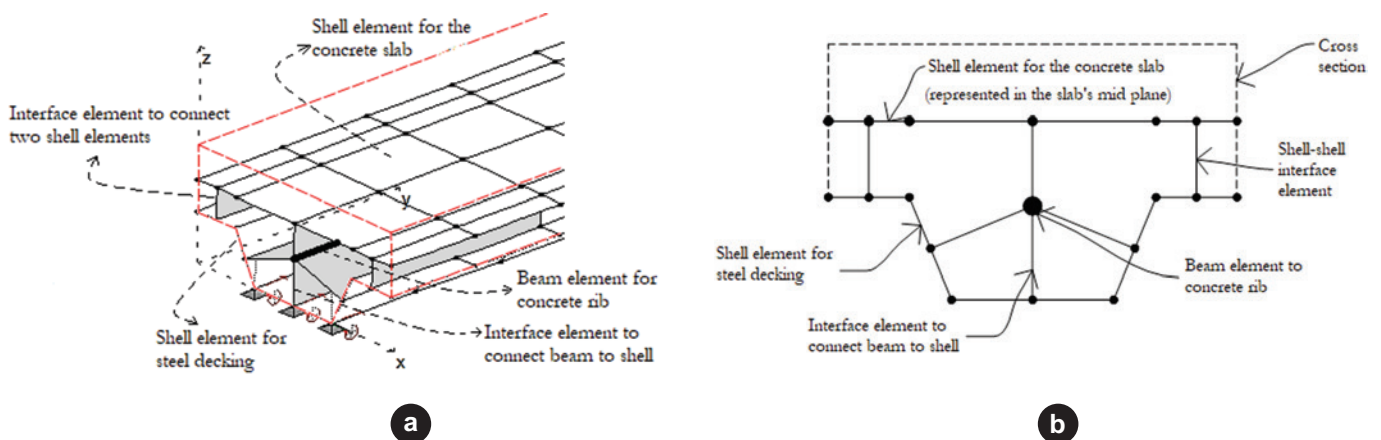


Figure 4
Representation of the used elements: (a) perspective view, (b) plane xz view

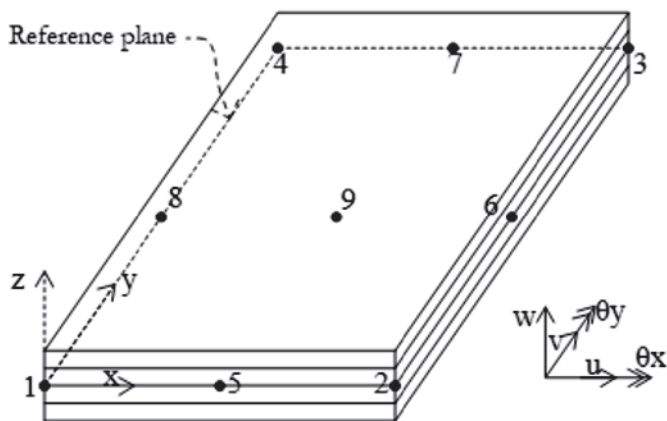


Figure 5
Flat shell element with nine nodes and divided in layers

and the other that connects beam element to the shell element. In the case of the interface element connecting the concrete rib to the concrete slab the rib there is no sliding plane in that interface and a high value is attributed to the stiffness of the connection. In the following items the formulations of the used elements in slabs numerical simulation are shown. Further formulations details can be formed elsewhere [28 and 29].

3.1 Thick flat shell element

The thick flat shell element implemented for the nonlinear analysis of composite slabs includes nine nodes, five degrees of freedom per node at the local level, as shown in Figure 5. Physical nonlinearity is considered by dividing the section into several layers, as given by Huang *et al.* [17]: (i) The elements are composed of layers of steel or concrete, and sliding between the layers is prevented; (ii) Each layer may have different mechanical properties and independent stress-strain relationships; (iii) The reinforcements are considered as an equivalent layer of steel with stiffness only in the bar direction; (iv) The concrete layers are in a plane stress state and the concrete is considered orthotropic after cracking.

According to the kinematic assumptions of Reissner-Mindlin plate theory, a point in the domain of the plate element can move according to Equations 2 to 4. In these equations u^0 , v^0 and w^0 are the translations of the reference plane of the flat shell element in the directions x , y and z . θ_x and θ_y are the rotations of the sections with respect to the x and y axes. z is the position of the fiber in relation to the average surface along the thickness of the flat shell element where it is desired to evaluate the displacements. To facilitate notation, the zero superscript is omitted in the following equations.

$$u(x, y, z) = u^0(x, y) + z\theta_x(x, y) \quad (2)$$

$$v(x, y, z) = v^0(x, y) - z\theta_y(x, y) \quad (3)$$

$$w(x, y, z) = w^0(x, y) \quad (4)$$

Applying Equations 2 to 4 to the Green-Lagrange strain-displacement

relationship $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i} + u_{k,i}u_{k,j})$ and neglecting the variation

of w with z , Von Karman's hypotheses, it is obtained the strain equations reacted nonlinearly with displacements (geometric nonlinearity). The stress-strain relationships for the concrete used in this paper are the models defined by the European Concrete Committee [30]. For the behavior of the concrete after the cracking, a bi-linear model was adopted for the degradation of the elasticity modulus similar to that suggested by Rots *et al.* [31] and used by Huang *et al.* [17]. In the case of reinforced concrete, the steel of the reinforcing bars is considered perfectly plastic elastic.

For nonlinear analysis of the problem, an incremental method with displacement control is used in this paper. In the used method, a small step size is adopted, and a correction is made at each step in the stiffness matrix by calculating the mean tangent [28]. In the displacements increments of this method is considered linear material with modulus of elasticity given by the tangent to the stress-strain curve and valid the Hooke's law constitutive relation for the analyzed problem.

The concrete has orthotropic behavior after cracking or crushing. Considering the layers in stress plane state, the principal directions indicated in this paper by subscripts 1 and 2 are defined. If the principal deformations (ε_1 and ε_2) are within the failure region, the concrete is considered orthotropic with the decoupled stress-strain relationship for the principal directions as given by the constitutive matrix given by Eq. 5.

$$D_{12} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & E_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{2}(G_1 + G_2) & 0 & 0 \\ & & & G_1 & 0 \\ Sim. & & & & G_2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

In the previous equation, E_1 and E_2 are given by the tangents of the concrete stress-strain curve at points $\varepsilon = \varepsilon_1$ and $\varepsilon = \varepsilon_2$, respectively. Already $G_1 = 0.5 E_1 / (1 + \nu)$ and $G_2 = 0.5 E_2 / (1 + \nu)$. ϕ is the angle of rotation of the principal axes in relation to the x and y axes, the stiffness matrix in the direction of the orthogonal axes x and y can be obtained from D_{xy} .

$$D_{xy} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 \\ & & D_{33} & 0 & 0 \\ & & & D_{44} & D_{45} \\ Sim. & & & & D_{55} \end{bmatrix} \quad (6)$$

In Eq. 6,

$$D_{11} = E_1 \cos^4 \phi + E_2 \sin^4 \phi + \frac{1}{2}(G_1 + G_2) \sin^2(2\phi),$$

$$D_{12} = \frac{1}{4} \sin^2(2\phi)(E_1 + E_2 - 4(G_1 + G_2)),$$

$$D_{13} = \frac{1}{2} \sin^2 \phi (E_1 \cos^2 \phi - E_2 \sin^2 \phi - (G_1 + G_2) \cos(2\phi)),$$

$$D_{22} = E_1 \sin^4 \phi + E_2 \cos^4 \phi + \frac{1}{2}(G_1 + G_2) \sin^2(2\phi),$$

$$D_{23} = \frac{1}{2} \sin^2 \phi (E_1 \sin^2 \phi - E_2 \cos^2 \phi + (G_1 + G_2) \cos(2\phi)),$$

$$D_{33} = \frac{1}{4} \sin^2(2\phi)(E_1 + E_2) + \frac{1}{2}(G_1 + G_2) \cos^2(2\phi),$$

$$D_{44} = G_1 \cos^2 \phi + G_2 \sin^2 \phi.$$

$$D_{45} = \frac{1}{2}(G_1 - G_2) \sin(2\phi), \text{ and } D_{55} = G_1 \sin^2 \phi + G_2 \cos^2 \phi.$$

For the particular case of isotropic material, observed when the principal deformations are outside the concrete failure region, $E_1 = E_2 = E$, $G_1 = G_2 = G$ and the \mathbf{D}_{xy} matrix of Eq. 6 reduces the traditional shape of the constitutive matrix of Hooke's general law for the problem in question.

From a virtual deformation field compatible with the flat shell element and applying the virtual works principle arrives at the internal forces vector given by the following equation.

$$f_{int} = \iint_A \begin{bmatrix} N_x \Phi_{,x} + N_{xy} \Phi_{,y} \\ N_{xy} \Phi_{,x} + N_y \Phi_{,y} \\ Q_{xz} \Phi_{,x} + Q_{yz} \Phi_{,y} + w_{,x} N_x \Phi_{,x} + w_{,y} N_y \Phi_{,y} + N_{xy} (w_{,y} \Phi_{,x} + w_{,x} \Phi_{,y}) \\ -M_{xy} \Phi_{,x} - M_x \Phi_{,y} - Q_{yz} \Phi \\ M_y \Phi_{,x} + M_{xy} \Phi_{,y} + Q_{xz} \Phi \end{bmatrix} dA \quad (7)$$

In Eq. 7, N_x , N_y , N_{xy} , Q_{xz} , Q_{yz} , M_x , M_y and M_{xy} are scalars given by the forces per unit length obtained from the integral along the thickness of the normal and shear stresses in the orthogonal section.

Considering that the Reissner-Mindlin's plate theory is used in this formulation, translational and rotational displacements can be independently interpolated, so the interpolation functions for the element are given by biquadratic polynomials (N_i , $i = 1, \dots, 9$) in relation to parametric coordinates. The term Φ in Eq. 7 is a nine-term vector formed by these polynomials.

To solve the nonlinear equilibrium problem $f_{int} - f_{ext} = 0$, the Newton-Raphson method is used. Thus, the tangent stiffness matrix must be obtained. Being f_{ext} constant with respect to nodal displacements,

the tangent stiffness matrix is given by $\mathbf{K} = \frac{\partial f_{int}}{\partial \mathbf{q}}$.

$$\mathbf{K} = \iint_A \begin{bmatrix} \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial N_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial Q_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial Q_{yz}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,x} \Psi_1 + \Phi_{,y} \Psi_2 \\ -\Phi_{,x} \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \Phi_{,y} \left(\frac{\partial M_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \Phi \left(\frac{\partial Q_{yz}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial M_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi \left(\frac{\partial Q_{xz}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \end{bmatrix} dA \quad (8)$$

In Eq. 8, \mathbf{q} is a column vector with 45 terms representing the nodal displacements of the shell element, Ψ_1 and Ψ_2 are column vectors with 45 terms as shown in the following expressions.

$$\Psi_1 = \left(\frac{\partial w_{,x}}{\partial \mathbf{q}} N_x + \frac{\partial N_x}{\partial \mathbf{q}} w_{,x} \right)^T + \left(\frac{\partial w_{,y}}{\partial \mathbf{q}} N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} w_{,y} \right)^T$$

$$\Psi_2 = \left(\frac{\partial w_{,y}}{\partial \mathbf{q}} N_y + \frac{\partial N_y}{\partial \mathbf{q}} w_{,y} \right)^T + \left(\frac{\partial w_{,x}}{\partial \mathbf{q}} N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} w_{,x} \right)^T$$

3.2 Thin flat shell element

The finite element implemented for the thin flat shell analysis is the four-node rectangular element with five degrees of freedom

per node, three translations and two rotations. It is based on the element presented by Razaqpur *et al.* [21], named IDKQ and developed from the discrete hypotheses of Kirchhoff. Different from the Razaqpur element, the element implemented in this paper contains the translation degrees of freedom in x and y directions, as the nonlinear analysis and joint action of the concrete slab and the steel sheeting do not allow to know the position of the neutral plane for which the displacements are zero.

The four-node element for analysis of thin flat shells is developed from the thick flat shell element of the previous item by eliminating of the vertical translation degree of freedom. The formulation is developed for the nine-node element and the displacements found are transformed to the four-node element through a transformation matrix.

As for the flat-shell element (item 3.1), the displacements for the thin shell element are given by Eqs. 2 to 4. Assuming now that $\theta_x = w_{,y}$ and $\theta_y = w_{,x}$, it is assumed that $\epsilon_{xz} = \epsilon_{yz} = 0$, and the other strains are given by equations 9 to 11. It is observed from these equations that the transverse displacement is no longer an explicit unknown of the problem, this being the only difference in the formulations in that first part.

$$\epsilon_x = u_{,x} + z\theta_{y,x} + \frac{1}{2}\theta_y^2 \quad (9)$$

$$\epsilon_y = v_{,y} + z\theta_{x,y} + \frac{1}{2}\theta_x^2 \quad (10)$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2}(u_{,y} + z\theta_{y,y} + v_{,x} - z\theta_{x,x} - \theta_y\theta_x) \quad (11)$$

Following the same line of reasoning in item 3.1 to obtain the weak formulation of the internal virtual work and equating to the external virtual work arrives at the vector of internal forces for the thin shell element given by the following equation.

$$f_{int} = \iint_A \begin{bmatrix} N_x \Phi_{,x} + N_{xy} \Phi_{,y} \\ N_{xy} \Phi_{,x} + N_y \Phi_{,y} \\ -M_{xy} \Phi_{,x} - M_x \Phi_{,y} + \theta_x N_y \Phi - \theta_y N_{xy} \Phi \\ M_y \Phi_{,x} + M_{xy} \Phi_{,y} + \theta_y N_x \Phi - \theta_x N_{xy} \Phi \end{bmatrix} dA \quad (12)$$

Different from item 3.1, the vector Φ representing the form functions evaluated at a given point has 36 terms, as the degrees of freedom relative to the vertical displacement are not being considered in this formulation. However, for the other degrees of freedom the form functions are the same as in item 3.1. Analogous to item 3.1, the tangent stiffness matrix is given by the vector of internal forces in relation to the nodal displacements.

$$\mathbf{K} = \iint_A \begin{bmatrix} \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial N_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ -\Phi_{,x} \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \Phi_{,y} \left(\frac{\partial M_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Psi_1 \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial M_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_{,y} \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Psi_2 \end{bmatrix} dA \quad (13)$$

The thin flat shell element formulation developed in this item thus far is based on the formulation of the thick flat shell element of item 3.1. The Kirchhoff hypotheses are forced by making the degrees

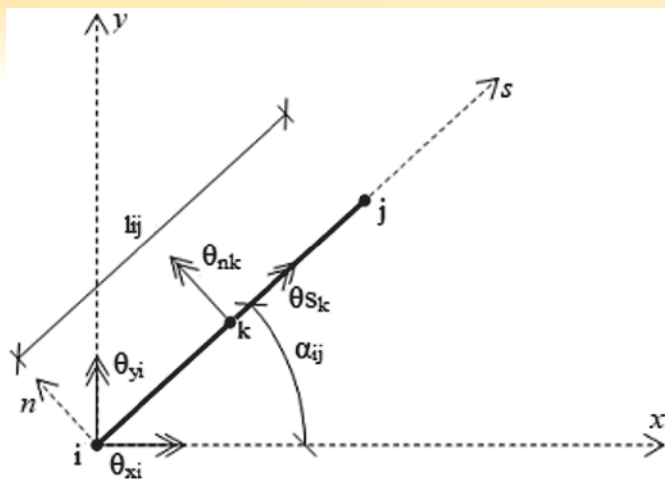


Figure 6
Element-side coordinates (adapted of [21])

of freedom of rotation equal to those derived from the vertical displacement, and thus canceling the shear stresses. However, the obtained formulation cannot be used because its form functions consider independence of the rotations in x and y, which in Kirchhoff's theory does not happen. Razaqpur *et al.* [21] defined a transformation matrix that alters the formulation obtained so far in a consistent formulation for a four-node thin flat shell element. This transformation matrix is shown below and, unlike Razaqpur, in this paper it is considered the membrane effect.

To write the displacements of the four-node element, it is required to do a conversion through a transformation matrix ($T_{n \times m}$), so that: $q = T_{n \times m} p$, n is the number of degrees of freedom of the 9-node element, m is the number of degrees of freedom of the 4-node element,

$$q^T = \{u_1 \dots u_9 \ v_1 \dots v_9 \ \theta_{x1} \dots \theta_{x9} \ \theta_{y1} \dots \theta_{y9}\}, \text{ and}$$

$$p^T = \{u_1 \dots u_4 \ v_1 \dots v_4 \ w_1 \ \theta_{x1} \ \theta_{y1} \dots w_4 \ \theta_{x4} \ \theta_{y4}\}.$$

A side of the nine-node quadrilateral element is shown in Figure 6. Using an interpolation function that associates the vertical displacement along the axis i-j and its derivative with respect to the variable along this axis, it can be relate the vertical displacement and its derivatives in the nodes i-j with the rotations of the element of nine nodes.

For directions u and v, the displacements of the vertices of the nine-node element are equal to the displacements of the vertices of the four-node element. For the central nodes on each side of the nine-node element, the displacements u and v, are calculated by the mean of the displacements of the nodes of the vertices of the four-node element. That is, $u_k = (u_i + u_j) / 2$. For node 9, inner node of the quadrilateral element, the displacements u and v are calculated by using of the displacements of the central nodes of the element contour, which were calculated using the mean of the vertex nodes of the element, thus: $u_9 = (u_1 + u_2 + u_3 + u_4) / 4$ and $v_9 = (v_1 + v_2 + v_3 + v_4) / 4$.

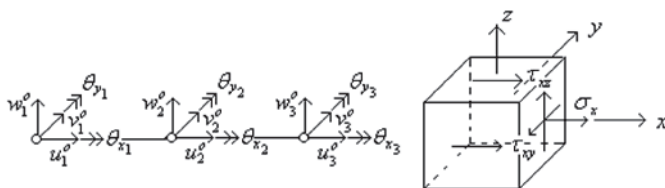


Figure 7
Beam element's degrees of freedom and stress in an infinitesimal element

The subscript * indicates displacements in the four-node element, that is, terms of the vector p.

Given $T_{n \times m}$, the tangent stiffness matrix for the four-node element is given by $K_{m \times m}^* = T_{n \times m}^T K_{n \times n} T_{n \times m}$; $K_{n \times n}$ is the stiffness matrix of the 9-node element given by Eq. 13. The transformation matrix $T_{n \times m}$ required to transform the stiffness matrix of the 9-node element to the 4-node element is formed by 36 rows and 20 columns.

3.3 Beam element

In the composite slab numerical simulation, the concrete ribs are simulated by beam elements. The Figure 7 shows the degrees of freedom considered in implementing the beam element and the stress that arise in an infinitesimal element of the beam. It is observed that the degrees of freedom of the beam element are the same as those adopted for the flat shell element.

Considering the kinematic hypotheses of Timoshenko's beam theory and the approximation that a torsional stress does not cause displacements outside the torsion plane, the following equations of displacement are defined.

$$u(x, y, z) = u^0(x) + z\theta_y(x) \tag{14}$$

$$v(x, y, z) = v^0(x) - z\theta_x(x) \tag{15}$$

$$w(x, y, z) = w^0(x) + y\theta_x(x) \tag{16}$$

By defining the internal forces in the cross-section of the beam element $N_x = \int_A \sigma_x dA$, $N_{xy} = \int_A \tau_{xy} dA$, $N_{xz} = \int_A \tau_{xz} dA$, $M_x = \int_A \sigma_x z dA$ and $T_x = \int_A (\tau_{xz} y - T_{xy} z) dA$, and approaching the equations of displacements by functions of forms associated with nodal displacements, are generated Eq. 17 and 18, for the weak formulation of the virtual work and tangent stiffness matrix, respectively. In both equations, Φ it is a vector that represents the form functions given by quadratic polynomials for the axial, transverse and rotational displacements, $q = [u_i \ v_i \ w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi}]^T$ with i varying from 1 to 3 (number of nodes of the bar element) represents the degrees of freedom of the bar element.

$$f_{int} = \int_L \left\{ \begin{array}{l} N_x \Phi_{,x} \\ N_{xy} \Phi_{,x} \\ \frac{5}{6} N_{xz} \Phi_{,x} + N_x \Phi_{,x} w_{,x} \\ T_x \Phi_{,x} \\ M_x \Phi_{,x} + \frac{5}{6} N_{xz} \Phi \end{array} \right\} dx \tag{17}$$

$$K = \int_L \left[\begin{array}{l} \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_x}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_{xz}}{\partial q} \right)^T + \Phi_{,x} w_{,x} \left(\frac{\partial N_x}{\partial q} \right)^T + N_x \Phi_{,x} \left(\frac{\partial w_{,x}}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial T_x}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial M_x}{\partial q} \right)^T + \Phi \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial q} \right)^T \end{array} \right] dx \tag{18}$$

3.4 Interface element

For the simulation of the deformable connection between concrete slab and steel sheeting, the interface element shown in Figure 8 is used. This element connects the beam element that represent the concrete rib to the flat shell elements of concrete and steel. The interface element used to connect concrete flat shell elements

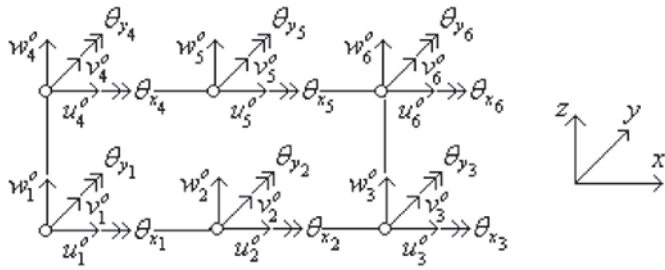


Figure 8
Interface element's degrees of freedom [29]

to steel flat shell elements is similar thereto. For further details of these elements refer to Silva and Dias [29].

As $u_\alpha(x, y, z) = u_\alpha^0(x) + z\theta_{y\alpha}(x)$ and $v_\alpha(x, y, z) = v_\alpha^0(x) - z\theta_{x\alpha}(x)$, the displacements equations in x and y directions for the above ($\alpha = 1$) and below ($\alpha = 2$) elements of the contact interface, and considering $w_\alpha(x, y, z) = w_\alpha^0(x) + y\theta_{x\alpha}(x)$ as the displacement equation in the z direction, Equations 19-21 for relative longitudinal displacements (x-direction), transverse (y-direction), and vertical (z-direction) of the interface element of Figure 8, is generated.

$$s_x(x) = u_2^0(x) - u_1^0(x) - (y_2 - d)\theta_{y2}(x) - (d - y_1)\theta_{y1}(x) \tag{19}$$

$$s_t(x) = v_2^0(x) - v_1^0(x) + (y_2 - d)\theta_{x2}(x) + (d - y_1)\theta_{x1}(x) \tag{20}$$

$$s_v(x) = w_2^0(x) - w_1^0(x) + y(\theta_{x2}(x) - \theta_{x1}(x)) \tag{21}$$

The relative displacement in the x-direction and the variables appearing in Equations 19 to 21, d , y_1 and y_2 , are shown in Figure 9. The superscript ⁰ indicates displacement on a plane or an adopted reference axis. This index will be omitted from the equations below to facilitate the notation.

Defining S_b , V_b and N_b forces per unit length in the direction of u, v and w, respectively, b the width of the contact represented by the interface element, then S_b/b provides the shear stress in the longitudinal direction of the contact. Since $N_b^1 = \int_b N_b dy$ and $N_b^2 = \int_b N_b dy$, Φ is a vector where its terms are functions of quadratic polynomials, q is the vector of nodal displacements, Eq. 22 and 23

for the internal forces vector and the tangent stiffness matrix of the interface element are generated.

$$f_{int} = \int_L \begin{Bmatrix} -S_b \Phi \\ -V_b \Phi \\ -N_b^1 \Phi \\ [(d - y_1)V_b - N_b^2] \Phi \\ (y_1 - d)S_b \Phi \\ S_b \Phi \\ V_b \Phi \\ N_b^1 \Phi \\ [(y_2 - d)V_b + N_b^2] \Phi \\ (d - y_2)S_b \Phi \end{Bmatrix} dx \tag{22}$$

$$K = \int_L \begin{Bmatrix} -\Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial q} \right)^T \\ -\Phi \left(\frac{\partial V_b}{\partial q} \right)^T \\ -\Phi \left(\frac{\partial N_b^1}{\partial q} \right)^T \\ \Phi \left[(d - y_1) \left(\frac{\partial V_b}{\partial q} \right)^T - \frac{\partial N_b^2}{\partial q} \right] \\ (y_1 - d) \Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial q} \right)^T \\ \Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial q} \right)^T \\ \Phi \left(\frac{\partial V_b}{\partial q} \right)^T \\ \Phi \left(\frac{\partial N_b^1}{\partial q} \right)^T \\ \Phi \left[(y_2 - d) \left(\frac{\partial V_b}{\partial q} \right)^T - \frac{\partial N_b^2}{\partial q} \right] \\ (d - y_2) \Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial q} \right)^T \end{Bmatrix} dx \tag{23}$$

4. Numerical analysis

For the validation of the analysis model and the finite elements suggested in this paper, numerical and experimental

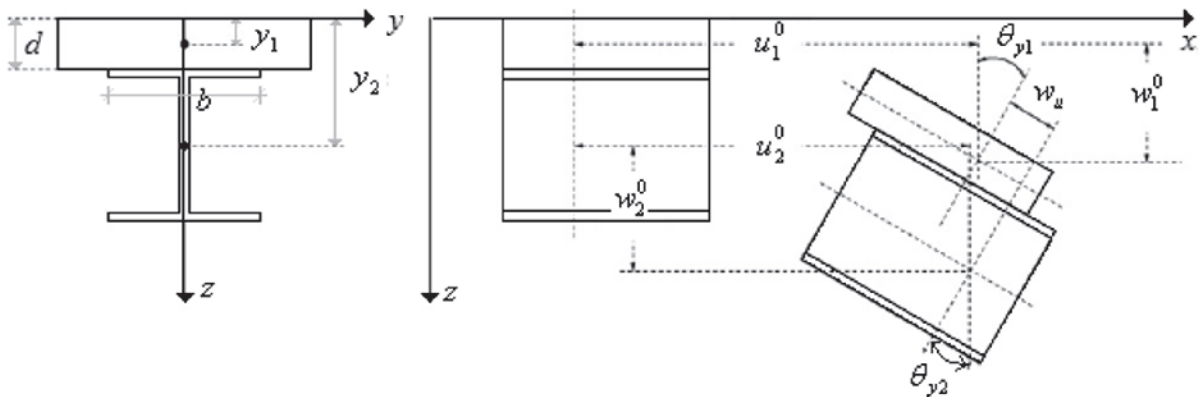


Figure 9
Longitudinal slip

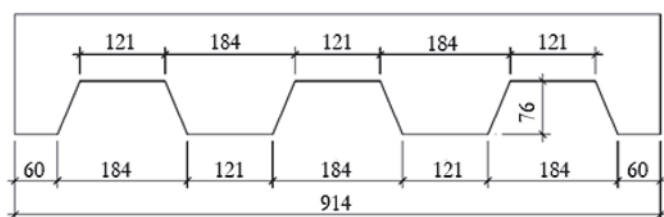


Figure 10
Steel deck dimensions [9] (dimensions in mm)

published results that are used. Three examples are presented below.

4.1 Example 1: bending test

A typical bending test of composite slabs, as shown in Figure 1, is modeled. The slab was studied experimentally by Chen [25] and numerically analyzed by Chen and Shi [9]. Two analysis are performed. In the first, two thin flat elements are used, one for modeling the steel sheeting and the other for the concrete slab above the rib, as shown in Figure 4. In the second analysis, the thick flat shell element is used to model the concrete slab above the rib and the thin flat shell element to model the steel sheeting. In both analysis, the rib is simulated by the beam element and the connection between the different elements and the simulation of the deformable connection is made by the interface elements shell/shell and beam/shell. The slab is 0.914 m wide, 2.6 m long and two loads are applied following the indicated for the bending test (shown in Figure 1), with a shear span of 0.65 m. The total concrete thickness is 165 mm. A detail of the steel sheeting having a thickness of 0.9 mm is shown in Figure 10.

Figure 11 shows the discretization of the composite slab, to the interface elements are in gray. The stress-strain curves described in the formulations of the elements were used to characterize the materials, and the elastic modulus $E_c = 27133$ MPa, compressive strength $f_c = 20.1$ MPa and Poisson's coefficient $\nu = 0.2$ was used for the concrete. The elastic modulus $E_s = 210000$ MPa, yield stress $f_y = 275$ MPa, and the Poisson coefficient $\nu = 0.3$ are used for the steel sheeting. As shown in Figure 11, due to the symmetry with respect to the yz plane and given that the slab is formed by joining several cross sections as indicated in the figure, only one rib and one half of the span of the composite slab are discretized. In Figure 11, the conditions of support and the position of applica-

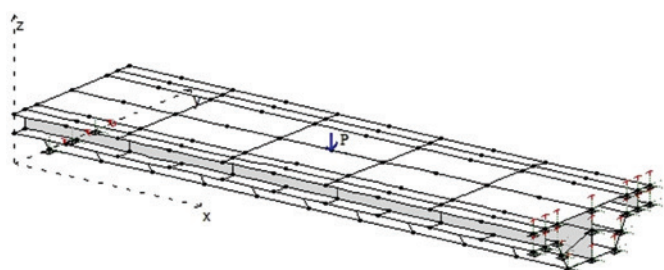


Figure 11
Composite slab model

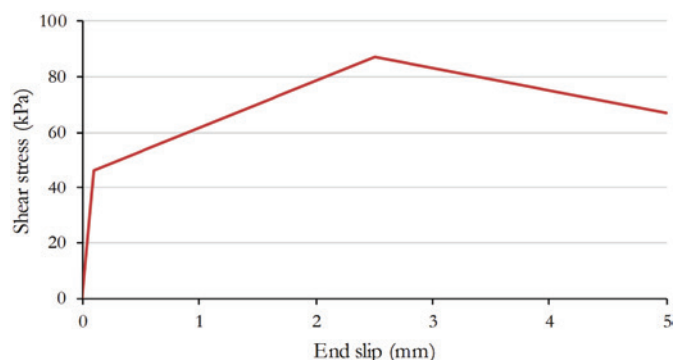


Figure 12
Shear stress x end slip curve

tion of the load are also shown. The three nodes marked on the left-hand end present translational displacements along the x-axis and rotation on y released. Those of the right end have only the free z-translation.

The connection between the steel and the concrete was modeled by the interface elements that have three stiffnesses, longitudinal, transverse and vertical. As the failure in composite slabs occurs due to longitudinal shear, the possibilities of vertical separation and transversal sliding are disregarded. Thus, a linear curve representing total connection, that is, high stiffness $E = 106$ MPa is used to represent the contact in the transverse and vertical direction. For longitudinal stiffness the results provided by Chen [9] about the load versus end slip curve of the composite slab were used to define the shear stress versus longitudinal slip at the steel-concrete contact of the composite slab. For the curve shown in Figure 12, it is assumed a function defined by sentences, where each sentence is given by the equation of a line. The limits of each sentence interval as well as the linear and angular coefficients of the line equation are defined so that the numerical and experimental load-slip response to the composite slab are quite close.

The results of Chen and Shi [9] were generated with the software ANSYS, in which the steel sheeting was discretized with shell elements, the concrete slab with solid elements, and the deformable connection was modeled by a pair of contact elements, considering adhesion and friction. Figures 13 and 14 shown the results

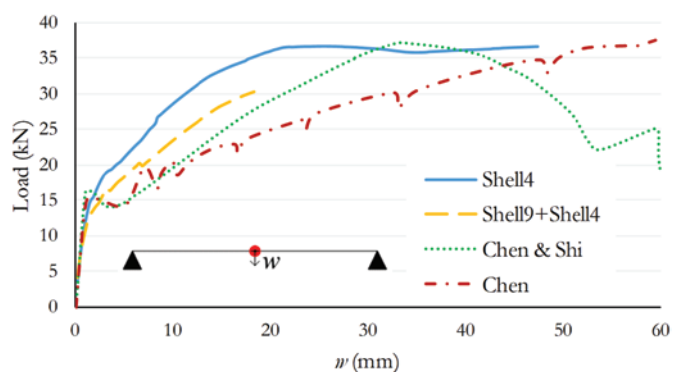


Figure 13
Load x mid-span deflection curve

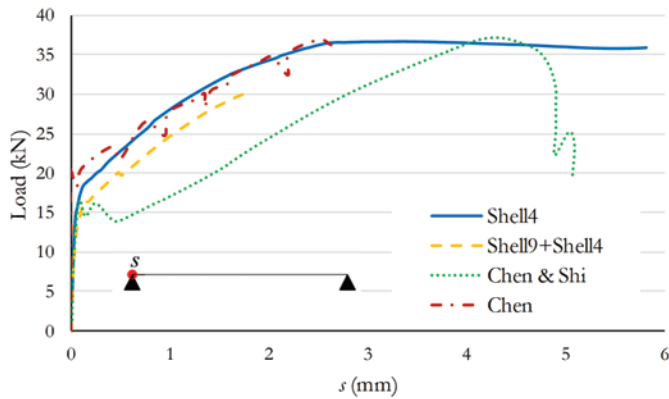


Figure 14
Load x end slip curve

obtained in this paper, as well as those gotten by Chen and Shi [9] and Chen [25]. The label (shell4) refers to the analysis using only the thin flat shell element and the label (shell9 + shell4) to the analysis using the two elements.

Figure 13 shows the behavior of the deflection in the mid-span of the composite slab in relation to the applied load. In the two analysis, the behavior obtained for the linear phase, in which there is total interaction between the steel and the concrete, was similar to the experimental behavior. With the beginning of the nonlinear behavior, there is difference between the experimental behavior and the behavior found with the numerical models. This difference is due to the complexity of the numerical simulation of the concrete after cracking and the large number of factors that influence the behavior of the contact in composite slabs, such as localized effects in the embossments. However, in terms of ultimate load, the values gotten in only the thin flat shell elements (Shell4), and the numerical response of Chen, are similar to the experimental result. The analysis (Shell9 + Shell4) has a slightly lower value, which can be explained by the difference in the formulations of the elements, considering that Shell9 element can have the shear locking effect. Figure 14 shows the slip behavior at the end of the slab with respect to the applied load. It is worthwhile that all numerical analysis of have behavior close to the real at the beginning of the linear behavior phase. In terms of ultimate load, both the Chen and Shi analysis [25] and the analysis using only the thin flat shell element (Shell4) generated results close to the experimental results. However, it is observed that in the analysis with the thin shell element (Shell4) the nonlinear phase behavior is very close to the actual

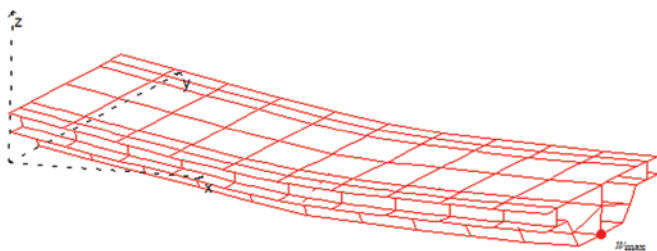


Figure 15
Deflected shape of the composite slab

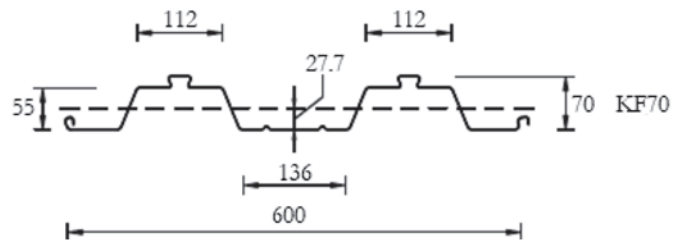


Figure 16
Steel decking profile [10] (dimensions in mm)

behavior, which does not occur in the numerical analysis of Chen and Shi. For the analysis (Shell9+Shell4) the same considerations are given for the load-displacement curve of the Figure 13.

Figure 15 shows the deformed slab and the point of maximum deflection. This deflection was obtained for the nonlinear phase of the load-displacement curve and there is a greater curvature of the composite slab at the application point of the load. This justifies the fact that some authors add elements (cracking inducers) in this point that may represent concrete behavior after cracking [7].

4.2 Example 2: continuous slab

A composite slab with two symmetrical continuous spans in terms of loading and support conditions is analyzed. The steel sheeting is shown in Figure 16. This same composite slab was numerically and experimentally evaluated by Gholamhoseini *et al.* [10]. Transverse and longitudinal reinforcement were used in the negative moment region. The loading is as indicated for the bending test. Figures 17 and 18 show a detail of the negative reinforcements and a scheme of a continuous slab span, respectively.

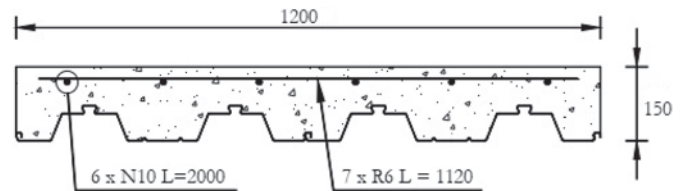


Figure 17
Reinforcement details at interior support [10] (dimensions in mm)

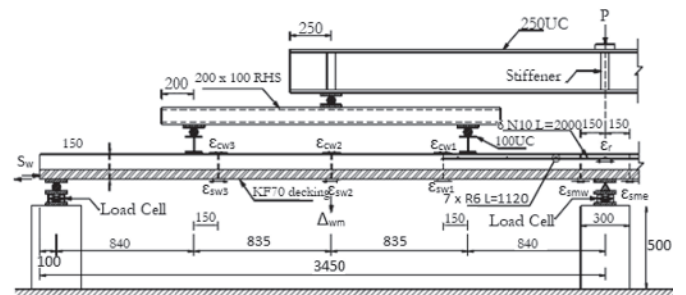


Figure 18
Continuous slab scheme [10] (dimensions in mm)

Table 1
KF-70 slab characteristics

Slab	Width (m)	Total length (m)	Total thickness (mm)	Span (mm)	Shear span (mm)
KF-70	1.2	6.9	150	3350	L/4 = 837.5

Table 2
Materials properties

Slab	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	Sheeting thickness (mm)
KF-70	47.9	33050	532	203	0.75

Table 1 shows the dimensions and shear span of the slab evaluated. Two analysis (shell4) and (shell9+shell4) are performed, both analysis have already been described in the previous example.

As previously, the vertical separation and the transversal sliding are disregarded, as the longitudinal connection is represented by a shear versus slip curve at the steel-concrete contact of the composite slab as shown in Figure 19. This curve was determined from experimental response of the load-slip end curve of the continuous slab provided by Gholamhoseini *et al.* [10].

The concrete and steel decking materials are characterized by their stress-strain curves, and the values given in Table 2 are used. The reinforcements yield stress is $f_y = 495$ MPa and the elasticity modulus $E_s = 205$ GPa.

The numerical results of Gholamhoseini *et al.* [10] were obtained with the ATENA 3D software. The steel sheeting and the concrete slab were modeled with solid tetrahedral elements; the reinforcements were modeled as discrete bars within the concrete slab, and the connection between the steel and the concrete was simulated through an interface material that is based on the Mohr-Coulomb failure criterion. The numerical results obtained in this paper and the Gholamhoseini numerical and experimental results are indicated in Figures 20 and 21.

The load-displacement and load-end slip curves of the composite slab are shown in Figures 20 and 21 respectively. The numerical analysis provided a good approximation with the experimental analysis. The numerical analysis of Gholamhoseini is not presented in Figure 21, because it was not provided by the author.

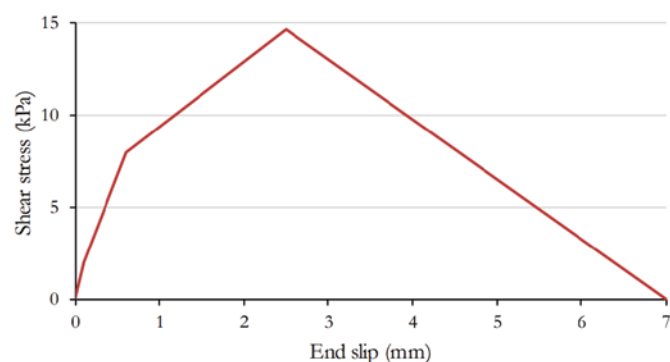


Figure 19
Shear stress x end slip curve

4.3 Example 3: slab with dovetail rib profiled sheeting

Like trapezoidal steel decking, reentrant steel decking is widely used in composite slabs. In this case, no embossments are used, because steel decking geometry generates a confinement effect of the concrete, which contributes to the shear strength at the steel-concrete interface. In this example, the two composite slabs with the reentrant steel decking shown in Figure 22 are modeled. The slabs in question were experimentally studied by Marciukaitis *et al.* [32] and evaluated numerically by Chen and Shi [9].

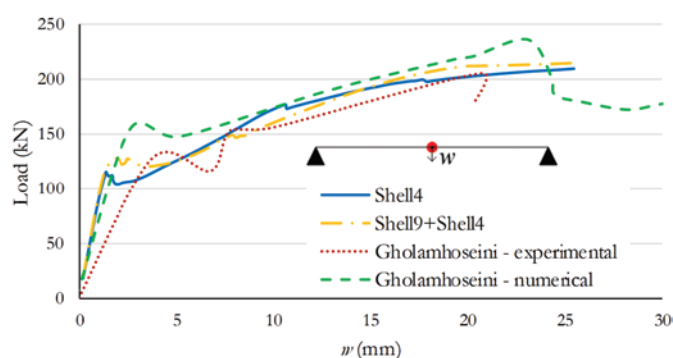


Figure 20
Load x mid-span deflection curve

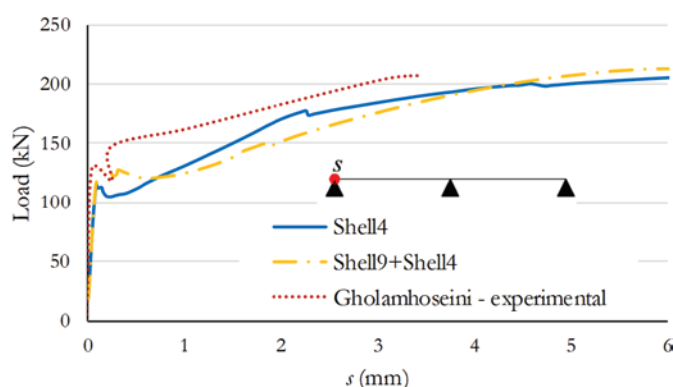


Figure 21
Load x end slip continuous slab curve

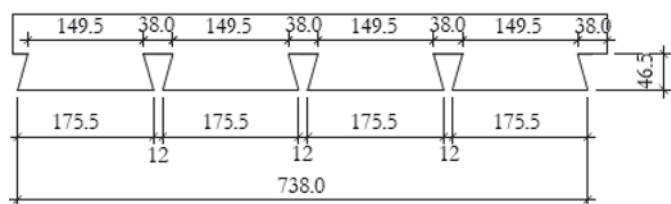


Figure 22
Steel deck dimensions [9] (dimensions in mm)

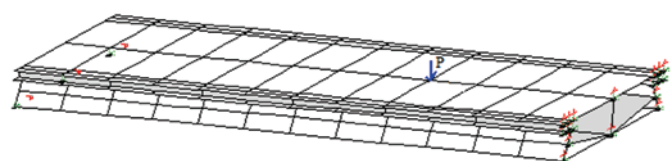


Figure 23
P1-2 slab model

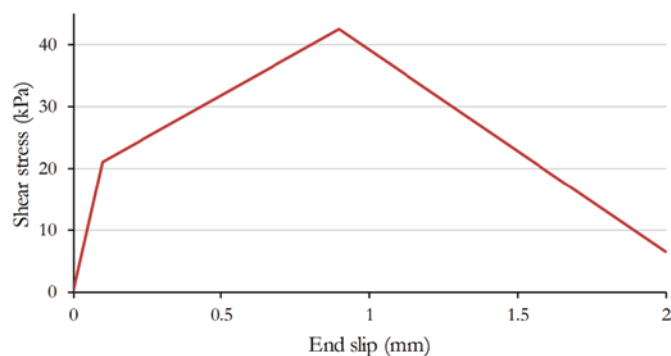


Figure 24
Shear stress x end slip curve

Table 3 shows the dimensions and shear span of the slabs evaluated. The slabs have two loads applied symmetrically according to the bending test. Two analysis (shell4) and (shell9+shell4) are performed, both analysis have already been made in the previous examples.

Figure 23 presents the slab P1-2 discretization. As can be seen

Table 3
Slabs dimensions

Slab	Span (m)	Width (m)	Sheeting thickness (mm)	Concrete's total thickness (mm)	Shear span (m)
P1-2	1.8	0.77	0.9	75	0.6
P2-2	1.8	0.77	0.9	98	0.6

Table 4
Materials properties

Slab	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ν_s	f_c (MPa)	E_c (GPa)	ν_c
P1-2	317	205	0.3	21.6	40.5	0.2
P2-2	317	205	0.3	28.6	41.5	0.2

in this discretization and in the other examples, the beam element representing the concrete in the rib is not located in the geometric center of its cross section. That is because the interface element that connects the beam element and the flat shell element must have 90 ° as the slip plane, which in these examples is parallel to the flat shell element. This figure also shows the conditions of support and the position of application of the load. The three leftmost nodes, that are marked, have the translation displacements along the x-axis and y-rotation, and the right-hand nodes have only the free z-translation.

As in the previous examples, the possibilities of vertical separation and transverse slip were disregarded. For the connection in the longitudinal direction the shear stress versus longitudinal slip curve given in Figure 24 is used. This curve was generated in a similar way as suggested by Marciukaitis *et al.* [32]. The materials properties are shown in Table 4.

The numerical results of Chen and Shi [9] were obtained with the commercial software ANSYS. The steel sheeting was discretized with flat shell elements, the concrete slab with solid elements and the connection was modeled by a pair of contact elements, allowing only longitudinal sliding. Figures 25 and 26 shows the numerical results obtained in this paper, the numerical results of Chen and Shi [9], and the results of the experimental model presented by Marciukaitis *et al.* [32].

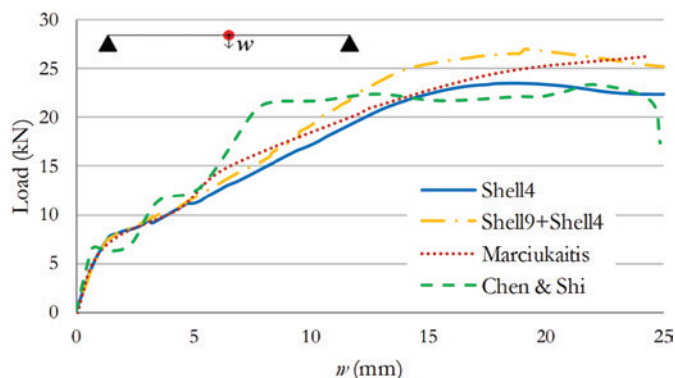


Figure 25
P1-2 slab – Load x mid-span deflection curve

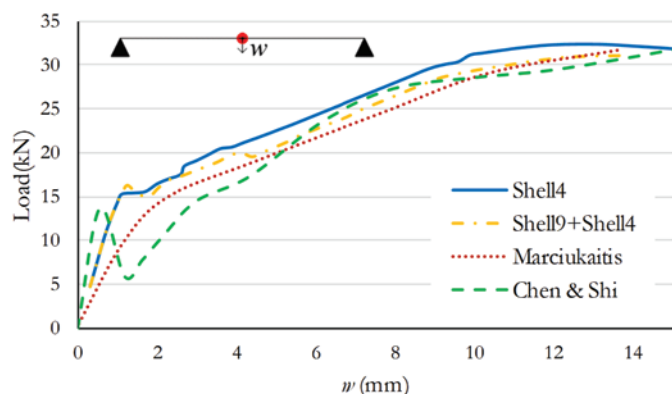


Figure 26
P2-2 slab – Load x mid-span deflection curve

From Figures 25 and 26, in the two analysis the behavior obtained for the numerical models implemented in this paper was close to the behavior of the experimental model. In general, the numerical models developed in this paper have gotten results that better represent the load-deflection behavior for the slab P1-2 and P2-2 than the reference numerical model.

5. Conclusions

In this paper it is proposed a finite element analysis model for non-linear numerical analysis of composite slabs submitted to their ultimate capacity. In this model, the concrete slab above the ribs is simulated by shell elements considering the orthotropic behavior of the concrete after cracking and steel after the yielding. The deformable connection between the steel sheeting and the concrete is modeled with interface elements and the ribs of the composite slab are modeled with beam elements.

The efficiency of the used model as well as the finite elements included for numerical simulation of composite slabs was according proven with results obtained in numerical and experimental examples found in the published papers. The suggested numerical model allows obtaining the maximum loads supported by the composite slabs, with the advantage of having a lower computational cost compared to the three-dimensional discretization of the composite slab concrete part. As observed in the examples, the thick shell element can generate numerical errors in some analysis and, therefore, the simulation of the concrete slab above the rib is suggested by thin shell elements.

6. Acknowledgments

To Universidade Federal de Ouro Preto / PROPEC, FAPEMIG, CNPq, and CAPES for the financial support.

7. References

- [1] VELJKOVIC M. Behaviour and resistance of composite slabs – Experiments and finite element analysis, Suécia, 1996, Tese (Doutorado) - Department of Steel Structures, Lulea University of Technology, 181p.
- [2] CAMPOS P.C. Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada, Belo Horizonte, 2001, Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 136p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [4] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. Design of composite steel and concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. - EUROCODE 4, 2004.
- [5] MARIMUTHU V., SEETHARAMAN S., JAYACHANDRAN S.A., CHELLAPPAN A., BANDYOPADHYAY T.K., DUTTA D. Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear bond characteristic ($m-k$) values of the embosse profiled sheet. Journal of Constructional Steel Research, v. 63, 2006; p.791-803.
- [6] ABDULLAH R., EASTERLING W.S. Determination of composite slab strength using a new elemental test method. Journal of Structural Engineering, v. 133, n. 9, 2007; p. 1268-1277.
- [7] RÍOS J.D., CIFUENTES H., CONCHA A.M., REGUERA F.M. Numerical modelling of the shear-bond behaviour of composite slabs in four and six-point bending tests. Engineering Structures, v. 133, 2017; p. 91-104.
- [8] ABDULLAH R., EASTERLING W.S. New evaluation and modeling procedure for horizontal shear bond in composite slabs. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, 2009; p. 891-899.
- [9] CHEN S., SHI X. Shear bond mechanism of composite slabs – A universal FE approach. Journal of Constructional Steel Research, v. 67, 2011; p. 1475-1484.
- [10] GHOLAMHOSEINI A., GILBERT I., BRADFORD M. Longitudinal shear stress and bond-slip relationships in composite concrete slabs. Engineering Structures, v. 69, 2014; p. 37-48.
- [11] MAJDI Y., HSU C.T., ZAREI M. Finite element analysis of new composite floors having cold-formed steel and concrete slab. Engineering Structures, v. 77, 2014; p. 65-83.
- [12] BRADFORD M.A. Generic modelling of composite steel-concrete slabs subjected to shrinkage, creep and thermal strains including partial interaction. Engineering Structures, v. 32, 2010; p. 1459-1465.
- [13] FERRER M., MARIMON F., CASAFONT M. An experimental investigation of a new perfect bond technology for composite slabs. Construction and Building Materials, v. 166, 2018; p. 618-633.
- [14] YU X., HUANG Z., BURGESS I., PLANK R. Nonlinear analysis of orthotropic composite slabs in fire. Engineering Structures, v. 30, 2007, p. 67-80.
- [15] TENG X., ZHANG Y. X., LIN X. Two new composite plate elements with bond-slip effect for nonlinear finite element analyses of FRP-strengthened concrete slabs. Computers and Structures, v. 148, 2014; p. 35-44.
- [16] TENG X., ZHANG Y.X. Nonlinear finite element analyses of FRP-strengthened reinforced concrete slabs using a new layered composite plate element. Composite Structures, v. 114, 2014; p. 20-29.
- [17] HUANG Z., BURGESS I.W., PLANK R.J. Modelling membrane action of concrete slabs in composite buildings in fire.

- Part I: Theoretical development. *Journal of Structural Engineering*, n. 8, v. 129, 2003; p. 1093-1102.
- [18] BATOZ J.L., BATHE J., HO L.H. A study of three-node triangular plate bending elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 15, 1980; p. 1771-1812.
- [19] BATOZ J.L., TAHAR M.B. Evaluation of a new quadrilateral thin plate bending element. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 18, 1982; p. 1655-1677.
- [20] SARAWIT A.T., KIM Y., BAKKER. M.C.M., PEKOZ T. The finite element method for thin-walled members-applications. *Thin-Walled Structures*, v. 41, 3003; p. 191-206.
- [21] RAZAQPUR A.G., NOFAL M., VASILESCU A. An improved quadrilateral finite element for analysis of thin plates. *Finite Elements in Analysis and Design*, v. 40, 2002, p. 1-23.
- [22] DANIELS B.J., CRISINEL M. Composite slab behavior and strength analysis. Part 1: Calculation procedure. *Journal of Structural Engineering*, v. 119, 1993; p. 16-35.
- [23] CALIXTO J.M., BRENDOLAN G., PIMENTA R. Estudo comparativo dos critérios de dimensionamento ao cisalhamento longitudinal em lajes mistas de aço e concreto. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 2, n. 2, 2009; p. 124-141.
- [24] FERRER M., MARIMON F., CRISINEL M. Designing cold-formed steel sheets for composite slabs: An experimentally validated FEM approach to slip failure mechanics. *Thin-Walled Structures*, v. 44, 2007; p. 1261-1271.
- [25] CHEN S. Load carrying capacity of composite slabs with various end constraints. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 59, 2003; p. 385-403.
- [26] RANA M.M., UY B., MIRZA O. Experimental and numerical study of end anchorage in composite slabs. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 115, 2015; p. 372-386.
- [27] DEGTYAREV V.V. Strength of composite slabs with end anchorages. Part 1: Analytical model. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 94, 2013; p. 150-162.
- [28] SILVA A.R. Análise numérica de elementos estruturais com interação parcial, Ouro Preto, 2010, Tese (Doutorado) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.
- [29] SILVA A.R., DIAS L.E.S. An interface element for numerical analysis of flat plate/shell elements with deformable connection, *Latin American Journal of Solid Structures*, v.15, n.2, 2018; p.1-16.
- [30] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Fip Bulletin 55: Model Code 2010, First complete draft. CEB/FIP MODEL CODE. Volume 1. 2010.
- [31] ROTS J.G., KUSTERS G.M.A, BLAAUWENDRAAD J. The need for fracture mechanics options in finite element models for concrete structures. In: *Int. Conf. On Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, 1984, F. Damanjanic *et al.*, eds., Pineridge Press, Part 1, 19-32.
- [32] MARCIUKAITIS G., JONAITIS B., VALIVONIS J. Analysis of deflections of composite slabs with profiled sheeting up to the ultimate moment. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 62, 2006; p.820-830.

Nonlinear numerical analysis of composite slabs with steel decking

Análise numérica não linear de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

A. R. SILVA^a

amilton@em.ufop.br

<https://orcid.org/0000-0002-7122-252X>

P. B. SILVA^a

engpriscilabrandao@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0002-7412-6728>

Abstract

The composite slabs behavior is governed by longitudinal shear at the interface between the steel deck and concrete, which is developed in slabs under simple bending. The m-k method and the partial connection method, that are used in the evaluation of shear strength at the steel-concrete interface of composite slabs, are based on expensive and long-term experimental tests. The main objective of this work is to implement a finite element model for nonlinear numerical analysis of concrete slabs with steel decking. For this, flat shell elements are implemented, considering Reissner-Mindlin and Kirchoff plate theories, bar elements, considering the beam theory of Timoshenko, and interface elements. In the numerical analyzes presented in the present work, the steel deck and the concrete slab, of thickness given by the total height of the slab less the height of the steel deck, are modeled with flat shell elements. The concrete rib is modeled with bar elements. The contact between steel deck and concrete is modeled through interface elements. The geometric and material nonlinearities are considered in the numerical analysis. The analyzed examples validate the numerical model suggested in this work, presenting the advantage of using a two-dimensional discretization of the problem while in comparative numerical models are uses a three-dimensional discretization of the concrete slab.

Keywords: composite slabs, flat shell elements, partial connection, longitudinal shear.

Resumo

O comportamento das lajes mistas é governado pelo cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto, que é desenvolvido em lajes sob flexão simples. O método m-k e o método da interação parcial, utilizados no cálculo da resistência ao cisalhamento na interface aço-concreto de lajes mistas, são baseados em ensaios experimentais caros e de longa duração. O objetivo principal desse trabalho é implementar um modelo de elementos finitos para análise numérica não linear de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, para isso são implementados elementos planos de casca, considerando as teorias de placa de Reissner-Mindlin e Kirchoff, elementos de barra, considerando a teoria de viga de Timoshenko, e elementos de interface. Nas análises numéricas apresentadas nesse trabalho a fôrma de aço e a laje de concreto, de espessura dada pela altura total da laje menos a altura da forma de aço, são modeladas com elementos planos de casca. A nervura de concreto é modelada com elementos de barra. O contato entre a fôrma de aço e o concreto é modelado através de elementos de interface. As não linearidades geométrica e física são consideradas na análise numérica. Os exemplos analisados validam o modelo numérico sugerido neste trabalho apresentando a vantagem de usar uma discretização bidimensional do problema enquanto os modelos numéricos comparativos utilizam uma discretização tridimensional da laje de concreto.

Palavras-chave: lajes mistas, elementos planos de casca, conexão parcial, cisalhamento longitudinal.

^a Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto, MG, Brazil.

1. Introdução

As lajes mistas são compostas por uma fôrma de aço perfilada formada a frio, conhecida como *steel deck*, e uma laje de concreto. A chapa de aço deve ser projetada para resistir às cargas de construção e, após o endurecimento do concreto, atuar como parte ou toda a armadura de tração. Já o concreto deve ser projetado para suportar os esforços de compressão e de cisalhamento vertical. Esse sistema estrutural surgiu no final da década de 1930 e se popularizou durante o final da década de 1980 [1]. Segundo Campos [2] as lajes mistas começaram a ser utilizadas no Brasil na década de 1990 e vem se difundindo desde então. O modo de falha mais comum em lajes mistas é a falha por cisalhamento longitudinal na interface entre a fôrma de aço e o concreto. Existem vários fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento longitudinal da interface como: as espessuras da chapa de aço e da laje de concreto, o formato dessas chapas de aço, geometria, profundidade e inclinação das mossas e distância entre elas, a forma de carregamento, o tipo de ancoragem nas extremidades da laje e o vão de cisalhamento. Veljkovic [1] afirma que a principal característica do modo de falha devido ao cisalhamento longitudinal é o deslizamento do concreto sobre a chapa de aço que ocorre para um carregamento bem menor que a carga correspondente à resistência à flexão. A NBR 8800 [3] e o EUROCODE 4 [4] recomendam o método *m-k* e o método da interação parcial para a verificação desse modo falha. Esses métodos são dependentes de ensaios experimentais em escala real, que são caros e demorados. Os valores de *m* e *k* são diferentes para cada tipo de fôrma de aço necessitando de ensaios experimentais para cada variação do perfil da chapa de aço [5].

Abdullah e Easterling [6] apresentaram a análise numérica de lajes mistas utilizando o método dos elementos finitos como uma alternativa econômica em relação aos ensaios de flexão em escala real, possibilitando a redução na frequência desses ensaios. Os autores afirmam que a modelagem correta da curva tensão de cisalhamento versus deslizamento na interface aço-concreto é o fator que mais afeta na precisão dos resultados numéricos. Ríos *et al.* [7] apresentaram um método dependente de poucos parâmetros para a modelagem da curva tensão de cisalhamento versus deslizamento. Na maioria dos trabalhos de análise numérica de lajes mistas [7, 8, 9, 10, 11 e 12] os pesquisadores simulam a laje de concreto por elementos finitos tridimensionais, a fôrma de aço por elementos finitos planos de casca, e a conexão usando elementos de ligação. Nesse trabalho são utilizados apenas elementos planos de casca, elementos de barra e interface, proporcionando uma análise de menor custo computacional comparada àquela que utiliza de dis-

cretização tridimensional da parte de concreto da laje mista.

No trabalho de Ferrer *et al.* [13], um novo tipo de lajes mistas foi desenvolvido. Os autores sugeriram alterar as fôrmas de aço trapézoidais, substituindo as mossas por furos nas partes inclinadas das fôrmas de aço. Os resultados obtidos mostraram que esse tipo de ligação é equivalente à conexão total entre os materiais, pois a ruptura das lajes ocorreu com a plastificação total das seções.

Neste trabalho para a consideração da não linearidade física o elemento plano de casca é subdividido em camadas as quais são consideradas em estado plano de tensões e podem ter características mecânicas distintas. Para o caso do elemento plano de casca em concreto armado as barras de aço são consideradas como camadas de aço equivalentes com rigidez apenas na direção das barras. Esse modelo não linear físico para o elemento plano de casca de concreto tem sido utilizado por alguns pesquisadores [14, 15, 16 e 17].

Na formulação do elemento plano de casca são consideradas as teorias de placa de Reissner-Mindlin e Kirchhoff. A teoria de Reissner-Mindlin pode gerar erros numéricos na análise de placas delgadas com baixa discretização devido a não compatibilidade das funções de forma na avaliação da deformação por cisalhamento, que nesses casos tende ser muito pequena. Esse travamento por cisalhamento não é verificado na teoria de placa de Kirchhoff, no entanto, a formulação para essa teoria é um pouco mais complexa uma vez que as rotações são associadas às derivadas do deslocamento perpendicular ao plano da placa. Detalhes de algumas formulações de elemento plano de casca considerando teoria de placas de Kirchhoff podem ser encontrados nos trabalhos de Batoz *et al.* [18], Batoz e Tahar [19], Sarawit *et al.* [20], e Razaqpur *et al.* [21].

2. Comportamento da ligação fôrma de aço com a laje de concreto

O comportamento da interface de contato entre a fôrma de aço e o concreto de lajes mistas tem sido estudado extensivamente. A partir dos ensaios experimentais *pull-out test*, *push-off test* e ensaio de flexão, são obtidos os dados necessários para gerar curvas que relacionam o deslizamento longitudinal com a tensão de cisalhamento [22].

De acordo com Abdullah e Easterling [6] o principal problema do *pull-out test* e *push-off test* é que, devido à sua natureza, não capturam os efeitos da curvatura devido à flexão da laje e da razão entre o comprimento do vão de cisalhamento e a espessura efetiva do concreto. Por isso é sugerido o ensaio de flexão mostrado na Figura 1 que consiste na aplicação de duas cargas simétricas

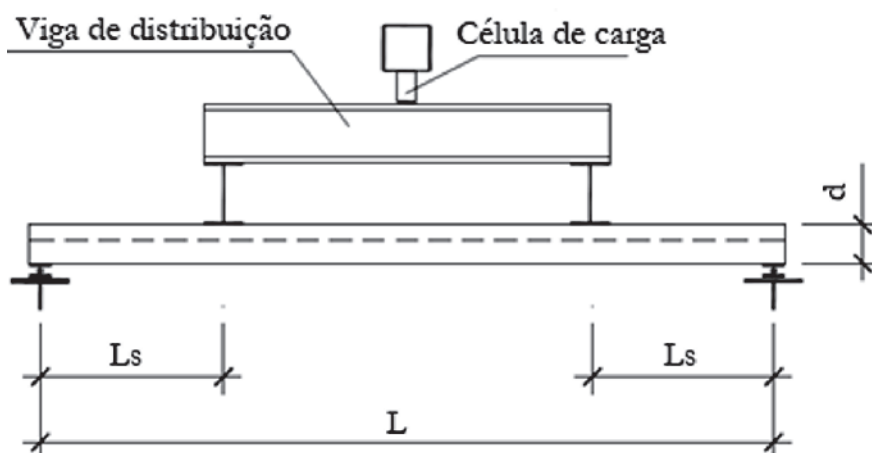


Figura 1
Esquema do ensaio de flexão (adaptado de [9])

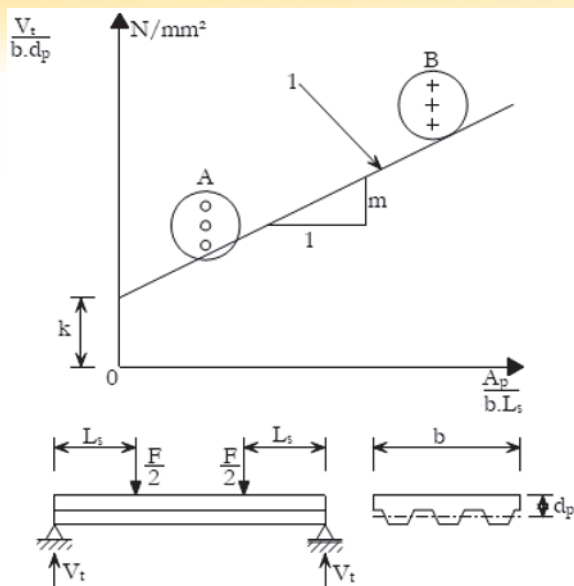


Figura 2
Determinação dos parâmetros m e k [3]

em relação aos apoios da laje mista submetendo-a a flexão pura e simples. Como resultado desse ensaio experimental determina-se os parâmetros m e k utilizados para determinar a força cortante longitudinal resistente de cálculo (Eq. 1) de lajes mistas utilizando a fôrma de aço estudada. Na Eq. 1, d_p é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, b é a largura unitária da laje, L_s é o vão de cisalhamento e A_s é a área da seção efetiva da fôrma.

$$V = b d_p \left[\left(\frac{m A_s}{b L_s} \right) + k \right] \quad (1)$$

No método m - k a Eq. 1 é reescrita na forma de uma equação linear com m o coeficiente angular e k o coeficiente linear [23]. Com essa consideração, para cada modelo de fôrma de aço são analisados dois grupos de três ensaios, indicados na Figura 2 pelas regiões A e B. Os dois grupos são definidos de forma que se tenha um grupo de lajes mistas compactas e outro grupo de lajes mistas esbeltas. Com os valores obtidos dos ensaios, é feita uma regressão linear através do método dos mínimos quadrados obtendo-se os parâmetros m e k , como mostrado na Figura 2.

Veljkovic [1] e Abdullah e Easterling [8] utilizaram o ensaio de

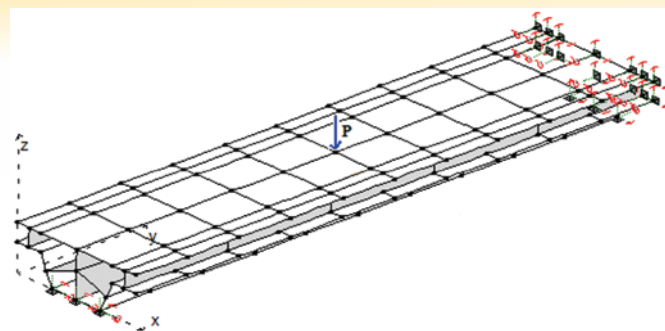
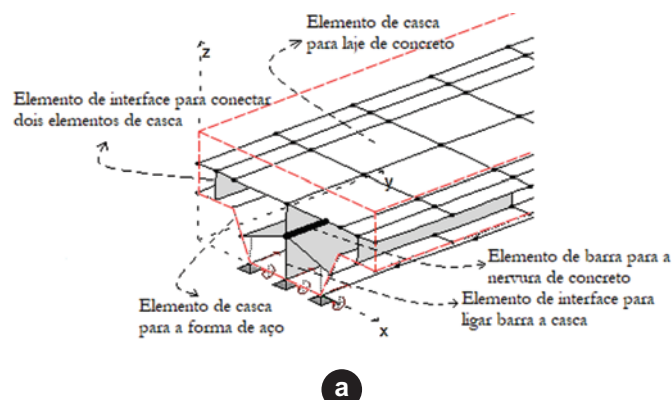


Figura 3
Modelo de laje mista implementada

flexão para o estudo de mecanismos que influenciam na transferência do cisalhamento longitudinal em lajes mistas. Ferrer *et al.* [24] usaram uma metodologia para a modelagem não linear tridimensional dos *pull-out test* para simular o comportamento do deslizamento no contato considerando-o com fricção. Concluiu-se que os parâmetros que apresentam uma maior influência na resistência ao deslizamento são a inclinação transversal das mossas, a espessura da chapa de aço e as condições da superfície de fricção. Já outros trabalhos [25, 26 e 27] tem mostrado que a ancoragem das extremidades das lajes mistas melhora o seu comportamento estrutural.

3. Implementação computacional

É apresentado na Figura 3 a discretização de uma laje mista em elementos finitos planos de casca, elementos de barra e elementos de interface. Nessa figura a laje mista tem apoios simples nas extremidades perpendiculares à direção das nervuras e é livre no restante de seu contorno. Dessa forma, a laje mista tende a flexionar apenas no plano yz da figura. Devido a isso, juntamente com a simetria das condições de apoio e carregamento, é simulado apenas uma nervura da laje mista e metade do seu vão.

Na Figura 4 são detalhados os elementos utilizados na discretização da laje mista. Para modelar a interface aço-concreto são utilizados dois elementos de interface, um que conecta dois elementos planos de casca e outro que conecta elemento de barra a casca. No caso do elemento de interface que conecta a nervura de concreto à laje de concreto acima da nervura não existe um plano de deslizamento nessa interface sendo atribuído à rigidez da conexão um valor elevado. Nos itens seguintes são apresentadas as formulações dos elementos utilizados na simulação numérica de lajes mistas.

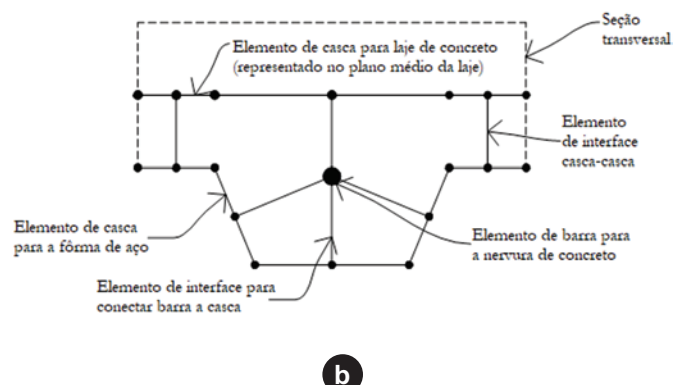


Figura 4
Representação dos elementos utilizados: (a) vista em perspectiva, (b) vista do plano xz

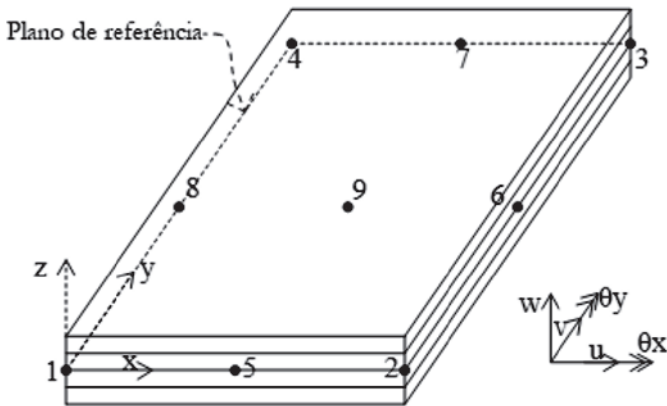


Figura 5
Elemento plano de casca de nove nós dividido em camadas

Maiores detalhes das formulações podem ser obtidas nas referências [28 e 29].

3.1 Elemento plano de casca espesso

O elemento finito plano de casca espesso implementado para a análise não linear de lajes mistas possui nove nós e cinco graus de liberdade por nó a nível local, como mostra a Figura 5. A não linearidade física é considerada dividindo a seção em várias camadas, para isso são utilizadas as considerações utilizadas por Huang *et al.* [17], que são: (i) Os elementos são compostos por camadas de aço ou de concreto, sendo impedido o deslizamento entre as camadas; (ii) Cada camada pode possuir propriedades mecânicas diferentes e relações tensão-deformação independentes; (iii) As barras de reforço são consideradas como uma camada equivalente de aço com rigidez apenas na direção da barra; (iv) As camadas de concreto estão em estado plano de tensões e o concreto é considerado ortotrópico após a fissuração.

De acordo com as hipóteses cinemáticas da teoria de placas de Reissner-Mindlin um ponto no domínio do elemento de placa pode se deslocar de acordo com as Equações 2 a 4. Nessas equações u^0 , v^0 e w^0 representam as translações do plano de referência do elemento plano de casca nas direções x , y e z . θ_x e θ_y são as rotações das seções em relação aos eixos x e y . E e z é a posição da fibra em relação à superfície média ao longo da espessura do elemento plano de casca onde se deseja avaliar os deslocamentos. Para facilitar a notação, o sobrescrito zero será omitido nas equações seguintes.

$$u(x, y, z) = u^0(x, y) + z\theta_y(x, y) \tag{2}$$

$$v(x, y, z) = v^0(x, y) - z\theta_x(x, y) \tag{3}$$

$$w(x, y, z) = w^0(x, y) \tag{4}$$

Aplicando as Equações 2 a 4 a relação deformação-deslocamento de Green-Lagrange $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i} + u_{k,i}u_{k,j})$ e desprezando a variação de w com z , hipóteses de Von Karman, obtêm-se as

equações das deformações que terão relação não linear com os deslocamentos (não linearidade geométrica).

As relações tensão-deformação para o concreto usada nesse trabalho são os modelos definidos pelo Comitê Europeu de Concreto [30]. Para o comportamento do concreto após a fissuração adotou-se um modelo bi-linear para a degradação do módulo de elasticidade semelhante ao sugerido por Rots *et al.* [31] e usado também por Huang *et al.* [17]. No caso de concreto armado, o aço das barras de reforço é considerado elástico perfeitamente plástico.

Para a análise não linear do problema é utilizado neste trabalho um método incremental com controle de deslocamento. No método utilizado é adotado um tamanho de passo pequeno sendo feita a cada passo uma correção na matriz de rigidez através do cálculo da tangente média [28]. Nos incrementos de deslocamentos desse método é considerado material linear com módulo de elasticidade dado pela tangente à curva tensão-deformação e válida a relação constitutiva da lei de Hooke para o problema analisado. O concreto apresenta comportamento ortotrópico após a fissuração ou esmagamento. Considerando as camadas em estado plano de tensões são definidas as direções principais indicadas neste trabalho pelos subscritos 1 e 2. Se as deformações principais (ϵ_1 e ϵ_2) estiverem dentro da região de falha, o concreto é considerado ortotrópico com a relação tensão-deformação desacoplada para as direções principais como apresentada pela matriz constitutiva dada pela Eq. 5.

$$D_{12} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & E_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{2}(G_1 + G_2) & 0 & 0 \\ & & & G_1 & 0 \\ Sim. & & & & G_2 \end{bmatrix} \tag{5}$$

Na Equação anterior, E_1 e E_2 são dados pelas tangentes da curva tensão-deformação do concreto nos pontos $\epsilon = \epsilon_1$ e $\epsilon = \epsilon_2$, respectivamente. Já, $G_1 = 0,5 E_1 / (1 + \nu)$ e $G_2 = 0,5 E_2 / (1 + \nu)$. Sendo ϕ o ângulo de rotação dos eixos principais em relação aos eixos x e y a matriz de rigidez na direção dos eixos ortogonais x e y pode ser obtida a partir de D_{12} .

$$D_{xy} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 \\ & & D_{33} & 0 & 0 \\ & & & D_{44} & D_{45} \\ Sim. & & & & D_{55} \end{bmatrix} \tag{6}$$

Na Eq. 6,

$$D_{11} = E_1 \cos^4 \phi + E_2 \sin^4 \phi + \frac{1}{2}(G_1 + G_2) \sin^2(2\phi),$$

$$D_{12} = \frac{1}{4} \sin^2(2\phi)(E_1 + E_2 - 4(G_1 + G_2)),$$

$$D_{13} = \frac{1}{2} \sin^2 \phi (E_1 \cos^2 \phi - E_2 \sin^2 \phi - (G_1 + G_2) \cos(2\phi)),$$

$$D_{22} = E_1 \sin^4 \phi + E_2 \cos^4 \phi + \frac{1}{2}(G_1 + G_2) \sin^2(2\phi),$$

$$D_{23} = \frac{1}{2} \sin^2 \phi (E_1 \sin^2 \phi - E_2 \cos^2 \phi + (G_1 + G_2) \cos(2\phi)),$$

$$D_{33} = \frac{1}{4} \sin^2(2\phi)(E_1 + E_2) + \frac{1}{2}(G_1 + G_2) \cos^2(2\phi),$$

$$D_{44} = G_1 \cos^2 \phi + G_2 \sin^2 \phi,$$

$$D_{45} = \frac{1}{2}(G_1 - G_2) \sin(2\phi) \text{ e } D_{55} = G_1 \sin^2 \phi + G_2 \cos^2 \phi.$$

Para o caso particular de material isotrópico, observado quando as deformações principais estiverem fora da região de falha do concreto, tem-se $E_1 = E_2 = E$, $G_1 = G_2 = G$ e a matriz \mathbf{D}_{xy} da Eq. 6 reduz a forma tradicional da matriz constitutiva da lei generalizada de Hooke para o problema em questão.

A partir de um campo de deformações virtual compatível ao elemento plano de casca e aplicando o princípio dos trabalhos virtuais chega-se ao vetor de forças internas dado pela equação a seguir.

$$f_{int} = \iint_A \begin{bmatrix} N_x \Phi_x + N_{xy} \Phi_y \\ N_{xy} \Phi_x + N_y \Phi_y \\ Q_{xz} \Phi_x + Q_{yz} \Phi_y + w_x N_x \Phi_x + w_y N_y \Phi_y + N_{xy} (w_y \Phi_x + w_x \Phi_y) \\ -M_{xy} \Phi_x - M_x \Phi_y - Q_{yz} \Phi \\ M_y \Phi_x + M_{xy} \Phi_y + Q_{xz} \Phi \end{bmatrix} dA \quad (7)$$

Na Eq. 7, N_x , N_y , N_{xy} , Q_{xz} , Q_{yz} , M_x , M_y e M_{xy} são escalares dados pelos esforços por unidade de comprimento obtido a partir da integral ao longo da espessura das tensões normais e cisalhante na seção ortogonal.

Como a teoria de placa de Reissner-Mindlin é utilizada nessa formulação, os deslocamentos de translações e rotações podem ser interpolados independentemente, dessa forma, as funções de interpolação para o elemento são dadas por polinômios biquadráticos (N_i , $i = 1, \dots, 9$) em relação às coordenadas paramétricas. O termo Φ na Eq. 7 é um vetor de nove termos formado por esses polinômios. Para a resolução do problema não linear de equilíbrio $f_{int} - f_{ext} = 0$, é utilizado o método de Newton-Raphson, logo a matriz de rigidez tangente deve ser obtida. Sendo f_{ext} constante em relação aos deslocamentos nodais, a matriz de rigidez tangente

é dada por, $\mathbf{K} = \frac{\partial f_{int}}{\partial \mathbf{q}}$.

$$\mathbf{K} = \iint_A \begin{bmatrix} \Phi_x \left(\frac{\partial N_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_x \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial N_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_x \left(\frac{\partial Q_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial Q_{yz}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_x \Psi_1 + \Phi_y \Psi_2 \\ -\Phi_x \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \Phi_y \left(\frac{\partial M_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \Phi \left(\frac{\partial Q_{yz}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_x \left(\frac{\partial M_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi \left(\frac{\partial Q_{xz}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \end{bmatrix} dA \quad (8)$$

Na Eq. 8, \mathbf{q} é um vetor coluna com 45 termos representando os deslocamentos nodais do elemento plano de casca, Ψ_1 e Ψ_2 são vetores colunas com 45 termos como mostrado nas expressões a seguir.

$$\Psi_1 = \left(\frac{\partial w_x}{\partial \mathbf{q}} N_x + \frac{\partial N_x}{\partial \mathbf{q}} w_x \right)^T + \left(\frac{\partial w_y}{\partial \mathbf{q}} N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} w_y \right)^T$$

$$\Psi_2 = \left(\frac{\partial w_y}{\partial \mathbf{q}} N_y + \frac{\partial N_y}{\partial \mathbf{q}} w_y \right)^T + \left(\frac{\partial w_x}{\partial \mathbf{q}} N_{xy} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} w_x \right)^T$$

3.2 Elemento plano de casca fino

O elemento finito implementado para a análise de cascas planas finas é o elemento retangular de quatro nós com cinco graus de

liberdade por nó, três translações e duas rotações. É baseado no elemento apresentado por Razaqpur *et al.* [21], denominado IDKQ e desenvolvido a partir das hipóteses discretas de Kirchhoff. Diferente do elemento de Razaqpur, o elemento implementado neste trabalho tem os graus de liberdade de translação nas direções x e y , já que a análise não linear e ação conjunta da laje de concreto e a fôrma de aço não permitem conhecer a posição do plano neutro para o qual esses deslocamentos são nulos.

O elemento de quatro nós para análise de cascas planas finas é desenvolvido a partir do elemento plano de casca espesso do item anterior com a eliminação do grau de liberdade de translação vertical. A formulação é desenvolvida para o elemento de nove nós e os deslocamentos encontrados são transformados para o elemento de quatro nós através de uma matriz de transformação. Assim como para o elemento plano de casca espesso (item 3.1), as equações dos deslocamentos para o elemento de casca fino são dadas pelas Eq. 2 a 4. Admitindo agora que $\theta_x = w_y$ e $\theta_y = w_x$, tem-se que $\epsilon_{xz} = \epsilon_{yz} = 0$, e as demais deformações são dadas pelas equações 9 a 11. Observa-se dessas equações que o deslocamento transversal não é mais incógnita explícita do problema, sendo essa a única diferença nas formulações nessa primeira parte.

$$\epsilon_x = u_{,x} + z\theta_{y,x} + \frac{1}{2}\theta_y^2 \quad (9)$$

$$\epsilon_y = v_{,y} + z\theta_{x,y} + \frac{1}{2}\theta_x^2 \quad (10)$$

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2}(u_{,y} + z\theta_{y,y} + v_{,x} - z\theta_{x,x} - \theta_y\theta_x) \quad (11)$$

Seguindo a mesma linha de raciocínio do item 3.1 para obter a formulação fraca do trabalho virtual interno e igualando ao trabalho virtual externo chega-se ao vetor de forças internas para o elemento plano de casca fino dado pela equação a seguir.

$$f_{int} = \iint_A \begin{bmatrix} N_x \Phi_x + N_{xy} \Phi_y \\ N_{xy} \Phi_x + N_y \Phi_y \\ -M_{xy} \Phi_x - M_x \Phi_y + \theta_x N_y \Phi - \theta_y N_{xy} \Phi \\ M_y \Phi_x + M_{xy} \Phi_y + \theta_y N_x \Phi - \theta_x N_{xy} \Phi \end{bmatrix} dA \quad (12)$$

Diferente do item 3.1, o vetor Φ que representa as funções de forma avaliadas em um determinado ponto tem 36 termos, uma vez que, os graus de liberdade referentes ao deslocamento vertical não estão sendo considerados nessa formulação. No entanto, para os outros graus de liberdades as funções de forma são as mesmas do item 3.1. Análogo ao item 3.1, a matriz de rigidez tangente é dada pela derivada do vetor de forças internas em relação aos deslocamentos nodais.

$$\mathbf{K} = \iint_A \begin{bmatrix} \Phi_x \left(\frac{\partial N_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi_x \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial N_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ -\Phi_x \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \Phi_y \left(\frac{\partial M_x}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Psi_1 \\ \Phi_x \left(\frac{\partial M_y}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Phi_y \left(\frac{\partial M_{xy}}{\partial \mathbf{q}} \right)^T + \Psi_2 \end{bmatrix} dA \quad (13)$$

A formulação do elemento plano de casca fino desenvolvida nesse item até aqui, é baseada na formulação do elemento plano de

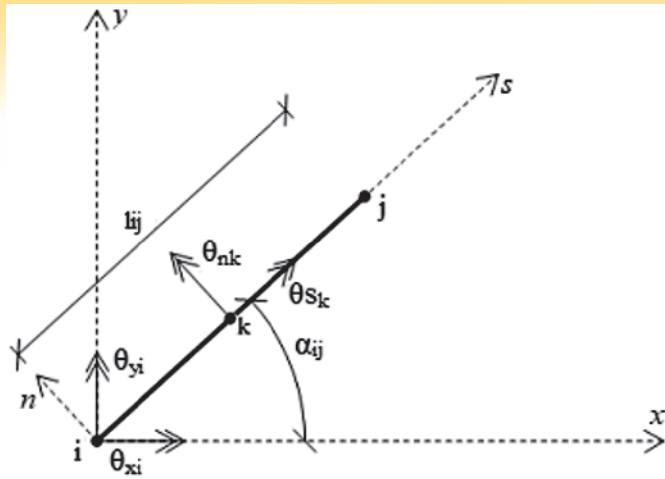


Figura 6
Coordenadas do lado do elemento (adaptado de [21])

casca espesso do item 3.1. As hipóteses de Kirchhoff são forçadas fazendo os graus de liberdade de rotação ser iguais as derivadas do deslocamento vertical, e, dessa forma, anulando as tensões cisalhantes. No entanto a formulação obtida não consegue ser utilizada porque suas funções de forma consideram independência das rotações em x e y, o que na teoria de Kirchhoff não acontece. Razaqpur *et al.* [21] definiram uma matriz de transformação que altera a formulação obtida até aqui em uma formulação consistente para um elemento plano de casca fino de quatro nós. Essa matriz de transformação é apresentada a seguir, e diferente de Razaqpur nesse artigo é considerado o efeito de membrana.

Para escrever os deslocamentos do elemento de quatro nós é necessário fazer uma conversão através de uma matriz de transformação (T_{nxm}), de forma que: $q = T_{nxm}p$. Onde, n é o número de graus de liberdade do elemento de 9 nós, m é o número de graus de liberdade do elemento de 4 nós,

$$q^T = \{u_1 \dots u_9 \ v_1 \dots v_9 \ \theta_{x1} \dots \theta_{x9} \ \theta_{y1} \dots \theta_{y9}\}, \text{ e}$$

$$p^T = \{u_1 \dots u_4 \ v_1 \dots v_4 \ w_1 \ \theta_{x1} \ \theta_{y1} \dots w_4 \ \theta_{x4} \ \theta_{y4}\}.$$

É mostrado na Figura 6 um lado do elemento quadrilátero de nove nós. Utilizando de uma função de interpolação que associa o deslocamento vertical ao longo do eixo i-j e a sua derivada em relação à variável ao longo desse eixo, pode-se relacionar o deslocamento vertical e as suas derivadas nos nós i e j com as rotações do elemento de nove nós.

Para as direções u e v, os deslocamentos dos vértices do elemento de nove nós são iguais aos deslocamentos dos vértices do elemento de quatro nós. Para os nós centrais de cada lado do elemento de nove nós os deslocamentos u e v são calculados pela média dos deslocamentos dos nós dos vértices do elemento de quatro nós. Ou seja, $u_k = (u_i + u_j)/2$. Para o nó 9, nó interior do elemento quadrilátero, os deslocamentos u e v são calculados pelas médias dos deslocamentos dos nós centrais do contorno do ele-

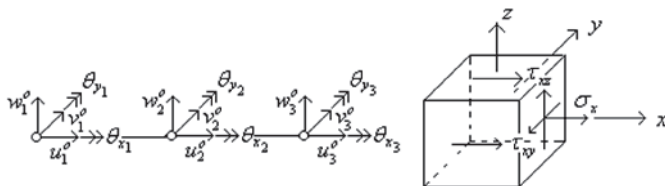


Figura 7
Graus de liberdade do elemento de viga e tensões em um elemento infinitesimal

mento, onde esses foram calculados usando a média dos nós dos vértices do elemento, dessa forma, tem-se: $u_9 = (u_1 + u_2 + u_3 + u_4)/4$ e $v_9 = (v_1 + v_2 + v_3 + v_4)/4$. Nesse parágrafo, o sobcrito * indica deslocamentos no elemento de quatro nós, ou seja, termos do vetor p. Obtida T_{nxm} , a matriz de rigidez tangente para o elemento de quatro nós é dada por $K_{mxm}^* = T_{nxm}^T K_{nxn} T_{nxm}$. Onde, K_{nxn} é a matriz de rigidez do elemento de 9 nós dada pela Eq. 13. A matriz de transformação T_{nxm} necessária para transformar a matriz de rigidez do elemento de 9 nós para o elemento de 4 nós possui 36 linhas e 20 colunas.

3.3 Elemento de barra

Na simulação numérica da laje mista as nervuras de concreto são simuladas por elementos de barra. Na Figura 7 são apresentados os graus de liberdade considerados na implementação do elemento de barra e as tensões que surgem em um elemento infinitesimal da barra. Observa-se dessa figura que os graus de liberdade do elemento de barra são os mesmos adotados para o elemento plano de casca. Considerando as hipóteses cinemáticas da teoria de viga de Timoshenko e a aproximação de que um esforço de torção não provoca deslocamentos fora do plano de torção, definem-se as equações de deslocamento a seguir.

$$u(x, y, z) = u^0(x) + z\theta_y(x) \tag{14}$$

$$v(x, y, z) = v^0(x) - z\theta_x(x) \tag{15}$$

$$w(x, y, z) = w^0(x) + y\theta_x(x) \tag{16}$$

Definindo os esforços internos na seção transversal do elemento de barra $N_x = \int_A \sigma_x dA$, $N_{xy} = \int_A \tau_{xy} dA$, $N_{xz} = \int_A \tau_{xz} dA$, $M_x = \int_A \sigma_x z dA$ e $T_x = \int_A (\tau_{xz} y - T_{xy} z) dA$, e aproximando as equações dos deslocamentos por funções de formas associadas aos deslocamentos nodais, chega-se a Eq.17 e 18, respectivamente, para a formulação fraca do trabalho virtual interno e da matriz de rigidez tangente. Nessas equações, Φ é um vetor que representa as funções de forma dadas por polinômios quadráticos para os deslocamentos axiais, transversais e rotações, $q = [u_i \ v_i \ w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi}]^T$ com i variando de 1 até 3 (número de nós do elemento de barra) representa os graus de liberdade do elemento de barra.

$$f_{int} = \int_L \left\{ \begin{matrix} N_x \Phi_{,x} \\ N_{xy} \Phi_{,x} \\ \frac{5}{6} N_{xz} \Phi_{,x} + N_x \Phi_{,x} w_{,x} \\ T_x \Phi_{,x} \\ M_x \Phi_{,x} + \frac{5}{6} N_{xz} \Phi \end{matrix} \right\} dx \tag{17}$$

$$K = \int_L \left[\begin{matrix} \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_x}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial N_{xz}}{\partial q} \right)^T + \Phi_{,x} w_{,x} \left(\frac{\partial N_x}{\partial q} \right)^T + N_x \Phi_{,x} \left(\frac{\partial w_{,x}}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial T_x}{\partial q} \right)^T \\ \Phi_{,x} \left(\frac{\partial M_x}{\partial q} \right)^T + \Phi \left(\frac{\partial N_{xz}}{\partial q} \right)^T \end{matrix} \right] dx \tag{18}$$

3.4 Elemento de interface

Para a simulação da conexão deformável entre a laje de concreto e a fôrma de aço é utilizado o elemento de interface mostrado na Figura 8. Esse elemento tem a função de ligar o elemento de barra que representa a nervura de concreto aos elementos planos de

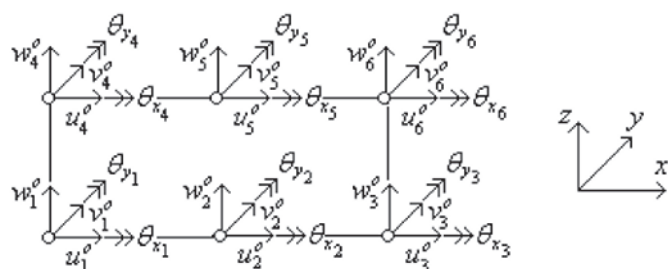


Figura 8
Graus de liberdade do elemento de interface [29]

casca de concreto e aço. O elemento de interface utilizado para ligar elementos planos de casca de concreto aos elementos planos de casca de aço é similar a esse. Para maiores detalhes desses elementos consultar a referência [29].

Sendo $u_\alpha(x, y, z) = u_\alpha^0(x) + z\theta_{y\alpha}(x)$ e $v_\alpha(x, y, z) = v_\alpha^0 - z\theta_{x\alpha}(x)$ as equações dos deslocamentos na direção x e y para os elementos acima ($\alpha = 1$) e abaixo ($\alpha = 2$) da interface de contato, e considerando $w_\alpha(x, y, z) = w_\alpha^0(x) + y\theta_{x\alpha}(x)$ como a equação dos deslocamentos na direção z , tem-se as Equações 19 a 21 para os deslocamentos relativos longitudinal (direção x), transversal (direção y), e vertical (direção z) do elemento de interface da Figura 8.

$$s_l(x) = u_2^0(x) - u_1^0(x) - (y_2 - d)\theta_{y2}(x) - (d - y_1)\theta_{y1}(x) \quad (19)$$

$$s_t(x) = v_2^0(x) - v_1^0(x) + (y_2 - d)\theta_{x2}(x) + (d - y_1)\theta_{x1}(x) \quad (20)$$

$$s_v(x) = w_2^0(x) - w_1^0(x) + y(\theta_{x2}(x) - \theta_{x1}(x)) \quad (21)$$

São ilustrados na Figura 9 o deslocamento relativo na direção x , e as variáveis que aparecem nas Equações 19 a 21, d , y_1 e y_2 . O sobrescrito o nessas equações indica deslocamento em um plano ou um eixo de referência adotado. Este índice será omitido nas equações a seguir para facilitar a notação.

Definindo S_b , V_b e N_b forças por unidade de comprimento na direção de u , v e w , respectivamente, b a largura do contato representado pelo elemento de interface, então S_b/b fornece a tensão cisalhante na direção longitudinal do contato. Sendo $N_b^1 = \int_b N_b dy$ e $N_b^2 = \int_b N_b dy$, Φ um vetor onde seus termos são funções de

forma dadas por polinômios quadráticos, \mathbf{q} vetor dos deslocamentos nodais, tem-se a Eq. 22 e 23 para o vetor de forças internas e a matriz de rigidez tangente do elemento de interface.

$$\mathbf{f}_{int} = \int_L \begin{Bmatrix} -S_b \Phi \\ -V_b \Phi \\ -N_b^1 \Phi \\ [(d - y_1)V_b - N_b^2] \Phi \\ (y_1 - d)S_b \Phi \\ S_b \Phi \\ V_b \Phi \\ N_b^1 \Phi \\ [(y_2 - d)V_b + N_b^2] \Phi \\ (d - y_2)S_b \Phi \end{Bmatrix} dx \quad (22)$$

$$\mathbf{K} = \int_L \begin{Bmatrix} -\Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ -\Phi \left(\frac{\partial V_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ -\Phi \left(\frac{\partial N_b^1}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi \left[(d - y_1) \left(\frac{\partial V_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \frac{\partial N_b^2}{\partial \mathbf{q}} \right] \\ (y_1 - d) \Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi \left(\frac{\partial V_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi \left(\frac{\partial N_b^1}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \\ \Phi \left[(y_2 - d) \left(\frac{\partial V_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T - \frac{\partial N_b^2}{\partial \mathbf{q}} \right] \\ (d - y_2) \Phi \left(\frac{\partial S_b}{\partial \mathbf{q}} \right)^T \end{Bmatrix} dx \quad (23)$$

4. Análises numéricas

Para a validação do modelo de análise e os elementos finitos

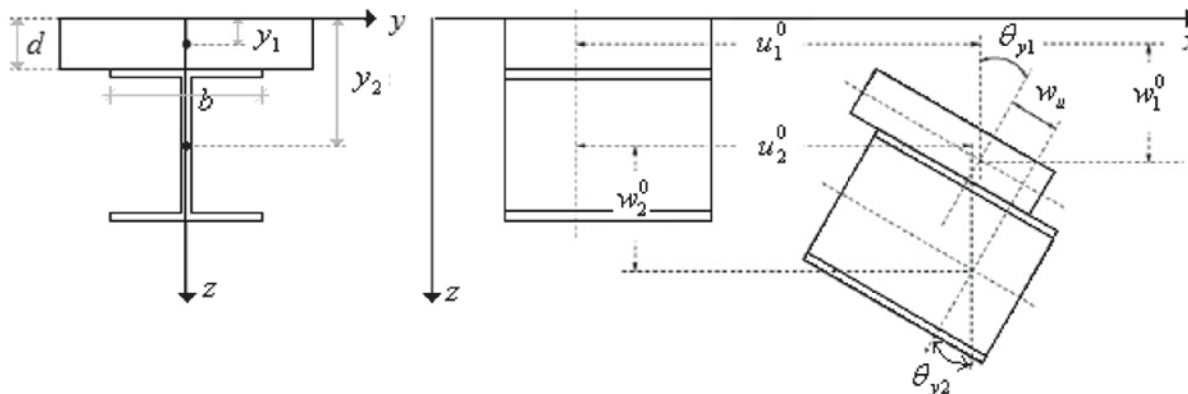


Figura 9
Deslizamento longitudinal

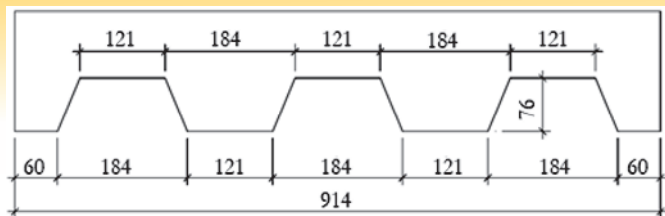


Figura 10
Geometria da fôrma [9] (dimensões em mm)

sugeridos neste artigo são utilizados resultados numéricos e experimentais encontrados na literatura. Sendo apresentados aqui três desses exemplos analisados.

4.1 Exemplo 1: ensaio de flexão

Nesse exemplo é feita a modelagem de um ensaio de flexão típico de lajes mistas como o indicado na Figura 1. A laje desse exemplo foi estudada experimentalmente por Chen [25] e analisada numericamente por Chen e Shi [9]. São realizadas duas análises, sendo que na primeira análise são usados dois elementos planos de casca finos, um para modelar a fôrma de aço e outro para a laje de concreto acima da nervura, como mostrado na Figura 4. Na segunda análise o elemento plano de casca espesso é utilizado para modelar a laje de concreto acima da nervura e o elemento plano de casca fino para modelar a fôrma de aço. Em ambas análises a nervura é simulada pelo elemento de barra e a ligação entre os diferentes elementos e a simulação da conexão deformável é feita pelos elementos de interface casca/casca e barra/casca.

A laje possui 0,914 m de largura, 2,6 m de comprimento e duas cargas são aplicadas seguindo o indicado para o ensaio de flexão (mostrado na Figura 1), com vão de cisalhamento de 0,65 m. A espessura total de concreto é 165 mm. Na Figura 10 é apresentado um detalhe da fôrma de aço que possui espessura de 0,9 mm. Na Figura 11 é apresentada a discretização da laje mista, para uma melhor visualização os elementos de interface são apresentados na cor cinza. Para a caracterização dos materiais foram utilizadas as curvas tensão-deformação descritas nas formulações dos elementos, sendo para o concreto adotado módulo de elasticidade $E_c = 27133$ MPa, resistência à compressão $f_c = 20,1$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$. Já para a fôrma de aço tem-se o módulo de elasticidade $E_s = 210000$ MPa, tensão de escoamento $f_y = 275$ MPa, e o coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. Como é mostrado na Figura 11, devido à simetria em relação ao plano yz e ao fato de que a laje é formada pela união de várias seções transversais como a indicada na referida figura, apenas uma nervura e metade do vão da laje mista é discretizado. Ainda na Figura 11 são indicadas as condições de apoio e a posição de aplicação da carga. Os três nós marcados na extremidade esquerda, tem os deslocamentos de translação ao longo do eixo

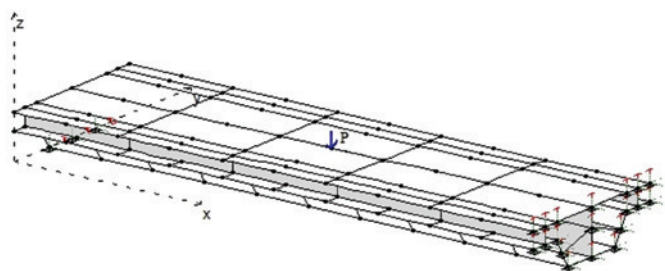


Figura 11
Discretização da laje mista

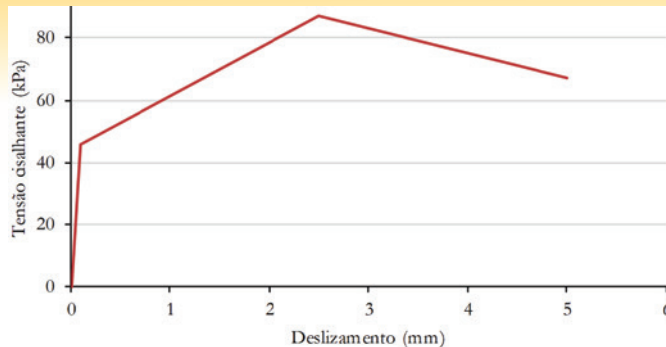


Figura 12
Curva tensão cisalhante x deslizamento

x e rotação em y liberados. Os da extremidade direita têm apenas a translação em z livre.

A conexão entre o aço e o concreto foi modelada pelos elementos de interface que apresentam três rigidezes, longitudinal, transversal e vertical. Como a falha em lajes mistas ocorre devido ao cisalhamento longitudinal as possibilidades de separação vertical e deslizamento transversal são desconsideradas. Dessa forma, uma curva linear que representa conexão total, ou seja, rigidez elevada $E = 10^6$ MPa é utilizada para representar o contato no sentido transversal e vertical. Para a rigidez longitudinal utilizou-se os resultados experimentais de Chen [9] da curva carga-deslizamento longitudinal da laje mista, para definir a curva tensão cisalhante versus deslizamento longitudinal no contato aço-concreto da laje mista. Admite-se para essa curva uma função definida por sentenças, onde cada sentença é dada pela equação de uma reta. Os limites de cada intervalo da sentença bem como dos coeficientes linear e angular da equação da reta são definidos de forma que a resposta numérica e experimental carga-deslizamento para a laje mista sejam bastante próximas, essa curva é apresentada na Figura 12.

Os resultados numéricos de Chen e Shi [9] foram obtidos com o programa comercial ANSYS onde, a fôrma de aço foi discretizada com elementos de casca, a laje de concreto com elementos sólidos, e a conexão deformável foi modelada por um par de elementos de contato, considerando adesão e fricção. Nas Figuras 13 e 14 são ilustrados os resultados numéricos obtidos nesse trabalho, o resultado numérico de Chen e Shi [9] e o resultado do modelo experimental de Chen [25]. O rótulo (casca4) refere-se à análise que utiliza apenas o elemento plano de casca fino e o rótulo (casca9+casca4) à análise que utiliza os dois elementos.

Na Figura 13 é apresentado o comportamento da deflexão no meio

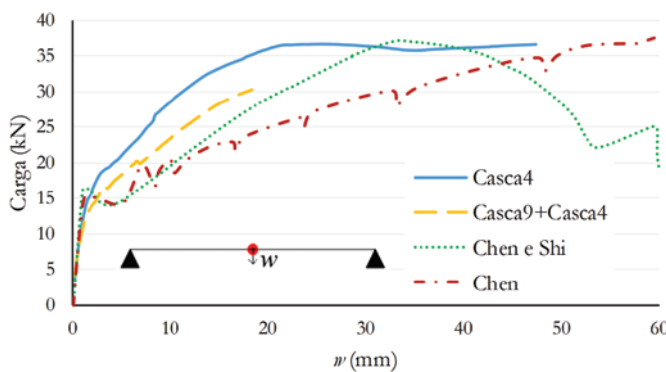


Figura 13
Carga x Deflexão no meio do vão

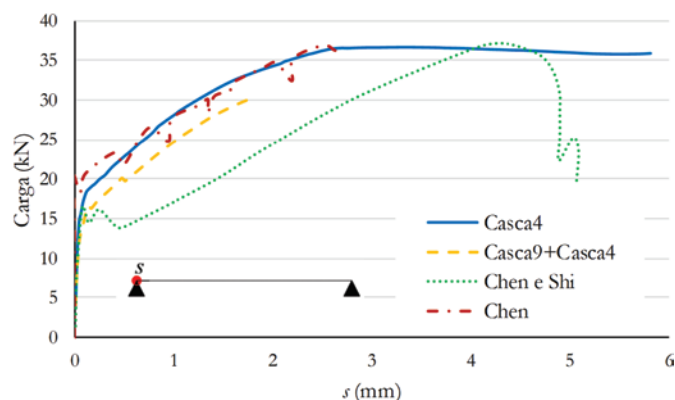


Figura 14
Carga x Deslizamento na extremidade

do vão da laje mista em relação à carga aplicada. Nota-se que nas duas análises o comportamento obtido para a fase linear, em que há a interação total entre o aço e o concreto, foi semelhante ao comportamento experimental. Com o início do comportamento não linear, há um distanciamento entre o comportamento experimental e o encontrado com os modelos numéricos. Essa diferença se deve à complexidade da simulação numérica do concreto após fissuração e da grande quantidade de fatores que influenciam no comportamento do contato em lajes mistas, como, por exemplo, efeitos localizados nas mossas. No entanto, em termos de carga última, a resposta numérica utilizando apenas os elementos de casca plano fino (Casca4), e a resposta numérica de Chen, apresentam valores próximos ao resultado experimental. A análise (Casca9+Casca4) apresenta um valor um pouco menor, o que pode ser explicado pela diferença nas formulações dos elementos Casca9 e Casca4, já que o elemento Casca9 pode apresentar o efeito *shear locking*.

Na Figura 14 é ilustrado o comportamento do deslizamento na extremidade da laje em relação à carga aplicada. Nota-se que todas as análises numéricas apresentaram comportamento próximo ao real no início da fase de comportamento linear. Em termos de carga última, tanto a análise de Chen e Shi [25] quanto à análise que utiliza apenas o elemento plano de casca fino (Casca4) fornecem resultados próximos do experimental. No entanto, observa-se que na análise com o elemento plano de casca fino (Casca4) o comportamento da fase não linear é muito próximo ao comportamento real, o que não é verificado na análise numérica de Chen e Shi. Para a análise (Casca9+Casca4) cabem as mesmas considerações feitas para a curva carga-deslocamento da figura anterior.

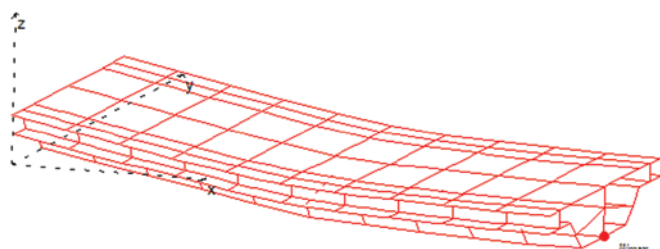


Figura 15
Deformada da laje mista

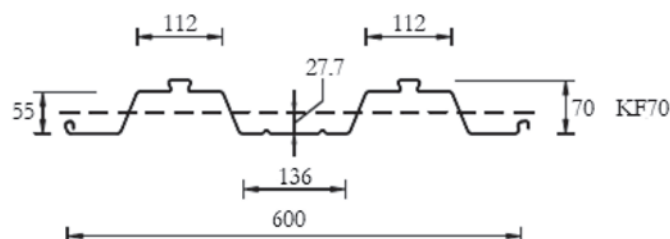


Figura 16
Fôrma de aço [10] (dimensões em mm)

Na Figura 15 está ilustrada a deformada da laje sendo indicado o ponto de máxima deflexão. Essa deformada foi obtida para a fase não linear da curva carga-deslocamento e observa-se uma maior curvatura da laje mista no ponto de aplicação da carga. Isso justifica o fato de alguns trabalhos adicionarem nesse ponto elementos (indutores de fissuração) que possam representar o comportamento do concreto após fissuração [7].

4.2 Exemplo 2: laje contínua

Nesse exemplo é analisada uma laje mista com dois vãos contínuos simétricos em termos de carregamento e condições de apoio. A fôrma de aço da laje mista é indicada na Figura 16. Essa mesma laje mista foi avaliada de forma numérica e experimental por Gholamhoseini *et al.* [10].

Armaduras de reforço transversais e longitudinais foram utilizadas na região de momento negativo. O carregamento é da forma como indicado para o ensaio de flexão. Nas Figuras 17 e 18 estão indicados, respectivamente, um detalhe das armaduras negativas e um esquema de um vão da laje contínua.

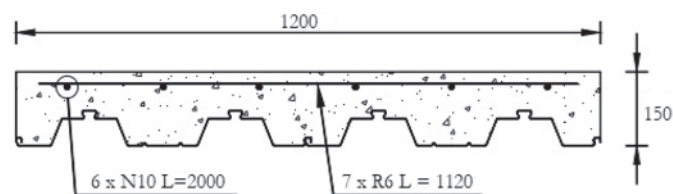


Figura 17
Detalhe da armadura negativa [10] (dimensões em mm)

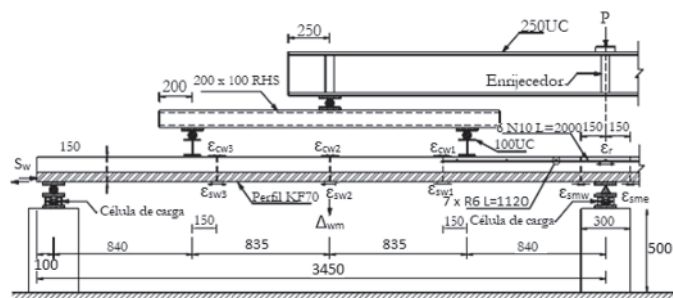


Figura 18
Esquema da laje contínua [10] (dimensões em mm)

Tabela 1

Dimensões da laje KF-70

Laje	Largura (m)	Comprimento total (m)	Espessura total (mm)	Vão (mm)	Vão de cisalhamento (mm)
KF-70	1,2	6,9	150	3350	L/4 = 837,5

Tabela 2

Propriedades dos materiais

Laje	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	Espessura da fôrma (mm)
KF-70	47,9	33050	532	203	0,75

Na Tabela 1 estão apresentadas as dimensões e o vão de cisalhamento da laje avaliada nesse exemplo. São realizadas duas análises (casca4) e (casca9+casca4), as descrições dessas análises já foram feitas nos exemplos anteriores.

Assim como no exemplo anterior, a separação vertical e o deslizamento transversal são desconsiderados, já a conexão longitudinal é representada por uma curva tensão cisalhante versus deslizamento no contato aço-concreto da laje mista como apresentada na Figura 19. Essa curva foi determinada a partir da resposta experimental da curva carga-deslizamento da laje contínua fornecida por Gholamhoseini *et al.* [10].

Os materiais concreto e aço da fôrma são caracterizados pelas suas curvas tensão-deformação sendo para isso utilizados os valores indicados na Tabela 2. Para as barras de reforço a tensão de escoamento do aço é $f_y = 495$ MPa e o módulo de elasticidade $E_s = 205$ GPa.

Os resultados numéricos de Gholamhoseini *et al.* [10] foram obtidos com o programa ATENA 3D. A fôrma de aço e a laje de concreto foram modeladas com elementos sólidos tetraédricos, as barras de reforço foram modeladas como barras discretas dentro da laje de concreto, e a conexão entre o aço e o concreto foi simulada através de um material de interface que é baseado no critério de falha de Mohr-Coulomb. Nas Figuras 20 e 21 são apresentados os resultados numéricos obtidos nesse trabalho e os resultados numérico e experimental de Gholamhoseini.

Nas Figuras 20 e 21 são apresentadas, respectivamente, as curvas carga-deslocamento e carga-deslizamento da laje mista. Observa-se que as análises numéricas forneceram uma boa apro-

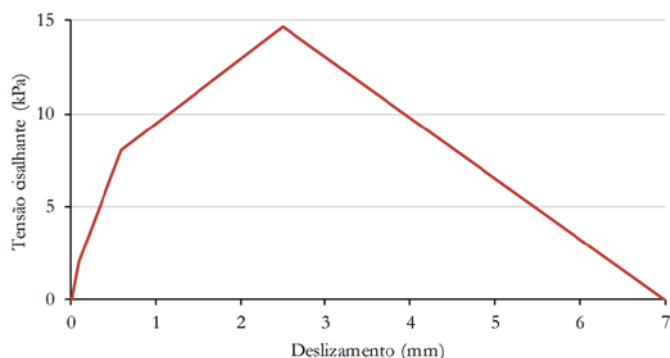


Figura 19

Curva tensão cisalhante x deslizamento

ximação com a análise experimental. Na Figura 21 não é apresentada a análise numérica de Gholamhoseini por não ter sido fornecida pelo autor.

4.3 Exemplo 3: laje com forma reentrante

Assim como as fôrmas de aço trapezoidais, as fôrmas de aço reentrantes são bastante empregadas em lajes mistas. Nesse caso não são utilizadas mossas, pois a geometria da fôrma gera um efeito de confinamento do concreto, que contribui para a

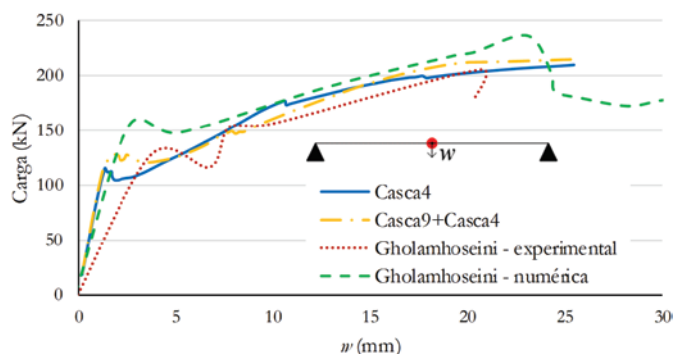


Figura 20

Curva carga x deflexão no meio do vão

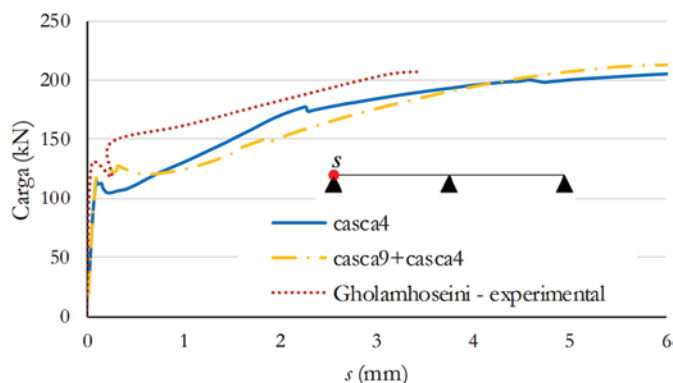


Figura 21

Curva carga x deslizamento na extremidade para a laje contínua

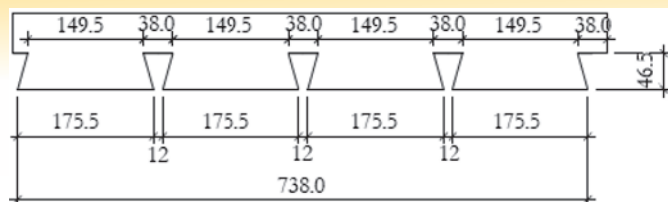


Figura 22
Geometria da fôrma [9] (dimensões em mm)



Figura 23
Discretização da laje P1-2

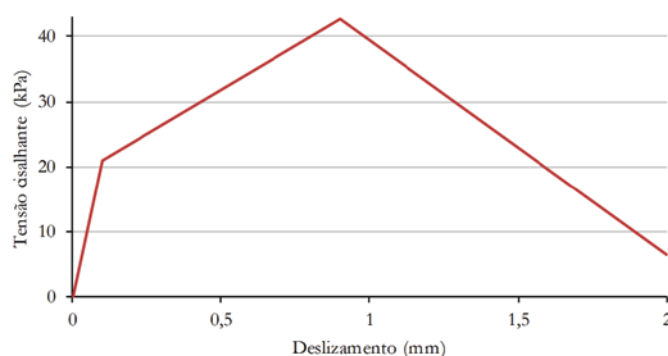


Figura 24
Curva tensão cisalhante x deslizamento

resistência ao cisalhamento na interface aço-concreto. Nesse exemplo é feita a modelagem de duas lajes mistas com a fôrma de aço reentrante indicada na Figura 22. As lajes em questão foram estudadas experimentalmente por Marciukaitis *et al.* [32] e avaliadas numericamente por Chen e Shi [9].

Na Tabela 3 estão apresentadas as dimensões e o vão de cisalhamento das lajes avaliadas nesse exemplo. As lajes possuem duas cargas aplicadas simetricamente conforme o ensaio de flexão (Figura 1). São realizadas duas análises (casca4) e (casca9+casca4), as descrições dessas análises já foram feitas nos exemplos anteriores.

Tabela 3
Dados das lajes

Laje	Vão (m)	Largura (m)	Espessura da fôrma de aço (mm)	Espessura total do concreto (mm)	Vão de cisalhamento (m)
P1-2	1,8	0,77	0,9	75	0,6
P2-2	1,8	0,77	0,9	98	0,6

Tabela 4
Dados dos materiais

Laje	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ν_s	f_c (MPa)	E_c (GPa)	ν_c
P1-2	317	205	0,3	21,6	40,5	0,2
P2-2	317	205	0,3	28,6	41,5	0,2

Na Figura 23 é apresentada a discretização da laje P1-2. Como pode ser observado nessa discretização e nos outros exemplos, o elemento de barra que representa o concreto na nervura não é localizado no centro geométrico de sua seção transversal. Isso porque, o elemento de interface que faz a ligação entre o elemento de barra e o elemento plano de casca deve formar um ângulo de 90° como o plano de deslizamento, que nesses exemplos, é paralelo ao elemento plano de casca. Nessa figura também são apresentadas as condições de apoio e a posição de aplicação da carga. Os três nós da extremidade esquerda que estão marcados, tem os deslocamentos de translação ao longo do eixo x e rotação em y liberados e os nós da extremidade direita tem apenas a translação em z livre.

Assim como nos exemplos anteriores foram desconsideradas as possibilidades de separação vertical e deslizamento transversal. Para a conexão na direção longitudinal é utilizada a curva tensão de cisalhamento versus deslizamento longitudinal dada na Figura 24. Essa curva foi obtida de forma semelhante à sugerida por Marciukaitis *et al.* [32]. As propriedades dos materiais são apresentadas na Tabela 4. Os resultados numéricos de Chen e Shi [9] foram obtidos com o programa comercial ANSYS. A fôrma de aço foi discretizada com elementos planos de casca, a laje de concreto com elementos sólidos e a conexão foi modelada por um par de elementos de contato, permitindo apenas o deslizamento longitudinal. Nas Figuras 25 e 26 são ilustrados os resultados numéricos obtidos nesse trabalho, o resultado numérico de Chen e Shi [9], e o resultado do modelo experimental apresentado por Marciukaitis *et al.* [32]. Observa-se das Figuras 25 e 26 que nas duas análises o comportamento obtido para os modelos numéricos implementados nesse trabalho foi próximo ao comportamento do modelo experimental.

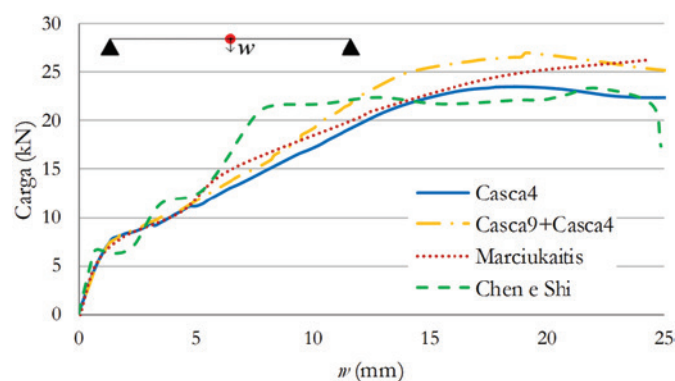


Figura 25
Carga x Deflexão no meio do vão

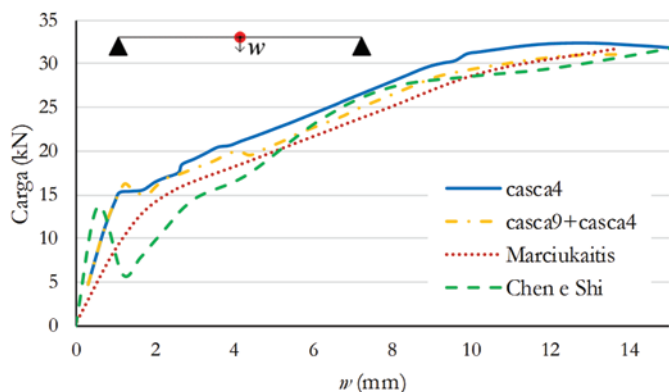


Figura 26
Laje P2-2 – Carga x Deflexão no meio do vão

De forma geral, os modelos numéricos desenvolvidos nesse trabalho apresentaram resultados que representam melhor o comportamento carga-deflexão para a laje P1-2 e P2-2 que o modelo numérico de referência.

5. Conclusões

Neste artigo é sugerido um modelo de análise e elementos finitos para análise numérica não linear de lajes mistas submetidas à sua capacidade última. Nesse modelo sugerido a laje de concreto acima das nervuras é simulada por elementos finitos planos de casca considerando o comportamento ortotrópico do concreto após a fissuração e do aço após o escoamento. A conexão deformável entre a forma de aço e o concreto é modelada com elementos de interface e as nervuras da laje mista são modeladas com elementos de barra. A eficiência do modelo utilizado, bem como dos elementos finitos apresentados para simulação numérica de lajes mistas foi devidamente comprovada com resultados obtidos em exemplos numéricos e experimentais encontrados na literatura. O modelo numérico sugerido permite a obtenção das cargas máximas suportadas pelas lajes mistas com a vantagem de apresentar menor custo computacional comparada àquela que utiliza de discretização tridimensional da parte de concreto da laje mista. Como observado nos exemplos o elemento de casca espesso pode gerar erros numéricos em algumas análises sendo, dessa forma, sugerida a simulação da laje de concreto acima da nervura por elementos de casca fino.

6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer a Universidade Federal de Ouro Preto/PROPEC, FAPEMIG, CNPq, e a CAPES, pelo apoio financeiro.

7. Referências bibliográficas

[1] VELJKOVIC M. Behaviour and resistance of composite slabs – Experiments and finite element analysis, Suécia, 1996, Tese (Doutorado) - Department of Steel Structures, Lulea University of Technology, 181p.

[2] CAMPOS P.C. Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com fôrma de aço incorporada, Belo Horizonte, 2001, Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 136p.

[3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.

[4] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. Design of composite steel and concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. - EUROCODE 4, 2004.

[5] MARIMUTHU V., SEETHARAMAN S., JAYACHANDRAN S.A., CHELLAPPAN A., BANDYOPADHYAY T.K., DUTTA D. Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear bond characteristic (*m-k*) values of the embosse profiled sheet. Journal of Constructional Steel Research, v. 63, 2006; p.791-803.

[6] ABDULLAH R., EASTERLING W.S. Determination of composite slab strength using a new elemental test method. Journal of Structural Engineering, v. 133, n. 9, 2007; p. 1268-1277.

[7] RÍOS J.D., CIFUENTES H., CONCHA A.M., REGUERA F.M. Numerical modelling of the shear-bond behaviour of composite slabs in four and six-point bending tests. Engineering Structures, v. 133, 2017; p. 91-104.

[8] ABDULLAH R., EASTERLING W.S. New evaluation and modeling procedure for horizontal shear bond in composite slabs. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, 2009; p. 891-899.

[9] CHEN S., SHI X. Shear bond mechanism of composite slabs – A universal FE approach. Journal of Constructional Steel Research, v. 67, 2011; p. 1475-1484.

[10] GHOLAMHOSEINI A., GILBERT I., BRADFORD M. Longitudinal shear stress and bond-slip relationships in composite concrete slabs. Engineering Structures, v. 69, 2014; p. 37-48.

[11] MAJDI Y., HSU C.T., ZAREI M. Finite element analysis of new composite floors having cold-formed steel and concrete slab. Engineering Structures, v. 77, 2014; p. 65-83.

[12] BRADFORD M.A. Generic modelling of composite steel-concrete slabs subjected to shrinkage, creep and thermal strains including partial interaction. Engineering Structures, v. 32, 2010; p. 1459-1465.

[13] FERRER M., MARIMON F., CASAFONT M. An experimental investigation of a new perfect bond technology for composite slabs. Construction and Building Materials, v. 166, 2018; p. 618-633.

[14] YU X., HUANG Z., BURGESS I., PLANK R. Nonlinear analysis of orthotropic composite slabs in fire. Engineering Structures, v. 30, 2007, p. 67-80.

[15] TENG X., ZHANG Y. X., LIN X. Two new composite plate elements with bond-slip effect for nonlinear finite element analyses of FRP-strengthened concrete slabs. Computers and Structures, v. 148, 2014; p. 35-44.

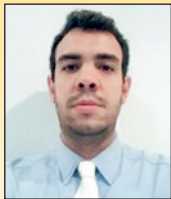
[16] TENG X., ZHANG Y.X. Nonlinear finite element analyses of FRP-strengthened reinforced concrete slabs using a new layered composite plate element. Composite Structures, v. 114, 2014; p. 20-29.

[17] HUANG Z., BURGESS I.W., PLANK R.J. Modelling membrane action of concrete slabs in composite buildings in fire.

- Part I: Theoretical development. *Journal of Structural Engineering*, n. 8, v. 129, 2003; p. 1093-1102.
- [18] BATOZ J.L., BATHE J., HO L.H. A study of three-node triangular plate bending elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 15, 1980; p. 1771-1812.
- [19] BATOZ J.L., TAHAR M.B. Evaluation of a new quadrilateral thin plate bending element. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 18, 1982; p. 1655-1677.
- [20] SARAWIT A.T., KIM Y., BAKKER. M.C.M., PEKOZ T. The finite element method for thin-walled members-applications. *Thin-Walled Structures*, v. 41, 3003; p. 191-206.
- [21] RAZAQPUR A.G., NOFAL M., VASILESCU A. An improved quadrilateral finite element for analysis of thin plates. *Finite Elements in Analysis and Design*, v. 40, 2002, p. 1-23.
- [22] DANIELS B.J., CRISINEL M. Composite slab behavior and strength analysis. Part 1: Calculation procedure. *Journal of Structural Engineering*, v. 119, 1993; p. 16-35.
- [23] CALIXTO J.M., BRENDOLAN G., PIMENTA R. Estudo comparativo dos critérios de dimensionamento ao cisalhamento longitudinal em lajes mistas de aço e concreto. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 2, n. 2, 2009; p. 124-141.
- [24] FERRER M., MARIMON F., CRISINEL M. Designing cold-formed steel sheets for composite slabs: An experimentally validated FEM approach to slip failure mechanics. *Thin-Walled Structures*, v. 44, 2007; p. 1261-1271.
- [25] CHEN S. Load carrying capacity of composite slabs with various end constraints. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 59, 2003; p. 385-403.
- [26] RANA M.M., UY B., MIRZA O. Experimental and numerical study of end anchorage in composite slabs. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 115, 2015; p. 372-386.
- [27] DEGTYAREV V.V. Strength of composite slabs with end anchorages. Part 1: Analytical model. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 94, 2013; p. 150-162.
- [28] SILVA A.R. Análise numérica de elementos estruturais com interação parcial, Ouro Preto, 2010, Tese (Doutorado) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.
- [29] SILVA A.R., DIAS L.E.S. An interface element for numerical analysis of flat plate/shell elements with deformable connection, *Latin American Journal of Solid Structures*, v.15, n.2, 2018; p.1-16.
- [30] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Fip Bulletin 55: Model Code 2010, First complete draft. CEB/FIP MODEL CODE. Volume 1. 2010.
- [31] ROTS J.G., KUSTERS G.M.A, BLAAUWENDRAAD J. The need for fracture mechanics options in finite element models for concrete structures. In: *Int. Conf. On Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, 1984, F. Damanjanic *et al.*, eds., Pineridge Press, Part 1, 19-32.
- [32] MARCIUKAITIS G., JONAITIS B., VALIVONIS J. Analysis of deflections of composite slabs with profiled sheeting up to the ultimate moment. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 62, 2006; p.820-830.

Nonlinear static analysis of a pile-supported wharf

Análise estática não-linear de um cais sobre estacas



E. ZACCHEI ^a

enricozacchei@usal.es

<https://orcid.org/0000-0003-2537-0860>

P. H. C. LYRA ^b

pedro.lyra@maua.br

<https://orcid.org/0000-0001-5220-7343>

F. R. STUCCHI ^c

fernando.stucchi@egtengenharia.com.br

<https://orcid.org/0000-0003-4149-0985>

Abstract

The aim of this paper is to carry out a nonlinear static analysis using a case study of a pile-supported wharf in a new oil tankers port. The seismic activity in this area is very intense with the peak ground acceleration of 0.55 g; for this reason, it is very important to analyse the structural behaviour of the nonlinear situation. The analysis of the wharf, modelled in 3D by finite element method, serves to calculate the structure vibration periods (the structure's first period is 1.68 s) and the capacity curve. The design of the structure follows traditional criteria by international guidelines, and its procedure is in accordance to classic theoretical methods and codes. For the selection of adequate characteristic earthquake input for the pushover analysis European and Venezuelan codes have been used. Besides being important to study the seismic influence on the body of the wharf and on critical elements, as well as and the interaction fluid-structure-soil, it is also important to analyse the consequences of structure failure and to estimate the maximum allowed displacement. The results show that the ultimate displacement is 18,81 cm. A port is an extremely strategic work, which needs to be carefully designed to avoid environmental damage and maintain human safety.

Keywords: nonlinear static analysis, pushover analysis, pile-supported wharf, earthquake engineering.

Resumo

O objetivo deste artigo é desenvolver uma análise estática não-linear através de um estudo de caso de um cais sobre estacas situado em uma nova área portuária para petroleiras. A atividade sísmica da área é muito intensa com uma aceleração máxima do solo de 0.55 g. Por esta razão, é muito importante analisar o comportamento estrutural na situação não-linear. A análise do cais, modelada em 3D pelo método dos elementos finitos, é usada para calcular os períodos de vibrações da estrutura (o primeiro período da estrutura é de 1.68 s) e a sua curva de capacidade. O projeto da estrutura segue critérios tradicionais preconizado pôr normas internacionais e o seu procedimento está de acordo com os métodos clássicos e as normas. Foram utilizadas as normas europeia e venezuelana para obter a característica adequada do terremoto para ser utilizada na análise de pushover. Além de ser importante estudar a influência sísmica da estrutura do cais e dos seus elementos críticos, bem como a interação fluido-estrutura-solo, também é importante analisar as consequências de falha estrutural e estimar o deslocamento máximo permitido. Os resultados mostram que o deslocamento final é de 18.81 cm. Um porto para petroleiras é uma obra extremamente estratégica, que precisa ser cuidadosamente projetada para evitar danos ambientais e para manter a segurança humana.

Palavras-chave: análise estática não-linear, análise pushover, cais sobre estacas, engenharia sísmica.

^a University of Salamanca, Higher Polytechnic School of Ávila, Ávila, Spain;

^b Mauá Institute of Technology, São Caetano do Sul, SP, Brazil;

^c Polytechnic School of São Paulo, University of São Paulo, São Paulo-SP, Brazil.

1. Introduction

The uncertain nature of the hazards which can be manmade or natural along with the complex dynamics of infrastructure systems impose significant challenges in decision making regarding allocation of investments. These are related to two aspects: identifying potential risks to life safety, which is typically the focus of the seismic design of the geo-structures (e.g. the bridges, tunnels, wharf structures and various air-transportation structures), and estimating costs. These two aspects, mostly uncertain, are added to other ones as the seismic hazard, the material's nonlinear behaviour, the damage and the structural response [23]. Here the nonlinear static analysis, which is commonly known as "pushover analysis", has been defined.

The pushover analysis is used for different methodologies and different types of structures, as for the inelastic dynamic analysis for shear buildings [12,28], the spatial reinforced concrete studying the effect of the infills on failure pattern of the reinforced concrete frames [19], the reinforced concrete by using a fibre model [20], the estimation of the yielding and the ultimate displacement to define the level of damage for dams [17], the energy-based adaptive pushover analysis for buildings through a series of nonlinear analysis under strong ground motions [22], the bridges with elevated pile foundation system by dynamic pushover analysis [24], and the pile-supported wharves [23].

The cited cases rely on advanced methods of pushover analyses. In general, pushover analysis is used where a structure is subjected to gravity loading and a monotonic displacement-controlled lateral load pattern, which continuously increases through elastic and inelastic behaviour until an ultimate condition is reached. Therefore, the choice of a reliable method is important. The conventional pushover analysis by using the response spectrum is often an attractive choice for its simplicity and ability to identify component and system-level deformation requirements with comparable accuracy to the dynamic analysis. Some problems like defining ductility, base shear and formation of plastic hinges lead to the choice by engineers of a more reassuring and already used method.

This paper describes the nonlinear (inelastic behaviour) static analysis through modelling the pile-supported wharf of a new oil tankers port. It will be introduced geotechnical aspects and the seismic context to define the area of study. The seismic activity in this area is very high, therefore it is important to carry out a performance verification of this new structure and to study its vulnerability. The comparison between the Venezuelan code [7] and Eurocode [6] has been made, and it will be defined the technical data of the structure.

The pushover procedure will be shown step by step. The pushover curve analysis evaluates the structure capacity whereas the elastic spectrum curve evaluates its demand; the intersection between both curves is the maximum response in terms of displacements. Points in the pushover curve represent the plastic hinge formations. To consider the non-linear inelastic behaviour of the structure, the viscous damping ratio are applied to the elastic response spectrum, which becomes to an inelastic response spectrum [1]. The nonlinear analysis is needed to identify the sources of energy dissipation and to quantify the energy absorption capacity.

Push-over analysis monitors the progressive stiffness degradation

of structure as it is loaded into the post-elastic range of behaviour [21]. This analysis account for material inelasticity, type of member (beam, piles, connections), geometric nonlinearity and the redistribution of internal forces [25].

The wharf will be modelled in three dimensions by using Finite Element Method (FEM), software [16], and the results will be presented. The modal analysis to calculate the vibration periods and modal participating mass have been carry out to assure reliable results, it is recommended that an effective modal mass of at least 90% of the total mass of the structure is considered in the analysis. The analysis and the design of the structure have been carried out by using the latest construction techniques, and the verifications and calculations have been carried out by modern codes and criteria.

This paper originates from technical work and it intends to encourage a closer connection between researchers and practical structural engineering professionals to resolve potential controversial issues.

2. Case study

The case study is a pile-supported wharf in ports. In this section, geotechnical and seismic aspects will be described because it is well known that earthquakes affect many elements of the buildings in the region near the port.

2.1 Geotechnical aspects

The region studied has high seismicity with an important liquefaction potential [9,18]. Liquefaction is the process by which the sediments immersed suffer a loss of resistance and stop behaving as a solid to become a viscous liquid. Sediment types more susceptible to liquefaction are sand and silt. The liquefaction depends primarily on intensity of earthquake, Peak Ground Acceleration (PGA), magnitude, soil density, presence of silt and limitation of the drainage. If the liquefaction occurs the effects can be: (i) lateral displacements of blocks of land. These lateral displacements occur with low slopes and move to sea-side; (ii) ground displacement which usually cause internal ruptures (fissures, cracks and scarps) that can damage the foundations; (iii) vertical movements which can be developed as a result of the readjustment of liquefied soil. These displacements can be rigid or differential. To prevent these problems important treatments have been adopted, for example: soil changing, drain putting, and mix of the cement and grouting.

2.2 Seismic context

For the evaluation of the elastic response spectrum, the Venezuelan code Covenin [7] and the Eurocode [6] have been used.

The Venezuelan code Covenin is used with the following input data: $A_0 = 0.4$, $\alpha = 1.3$ and spectrum form S2. A_0 , α and S2 correspond respectively to: horizontal acceleration coefficient for high seismic risk (for zone 7), importance factor which depends on the importance of building classes, and the soil type. In Figure 1 it is possible to see the curve with the corresponding structural damping. The elastic design spectrum with a 5% damping (ξ) is used generally for reinforced concrete.

For the horizontal elastic spectrum by Eurocode the date used are: $a_g = 0.48$ g (design ground acceleration. This parameter has been

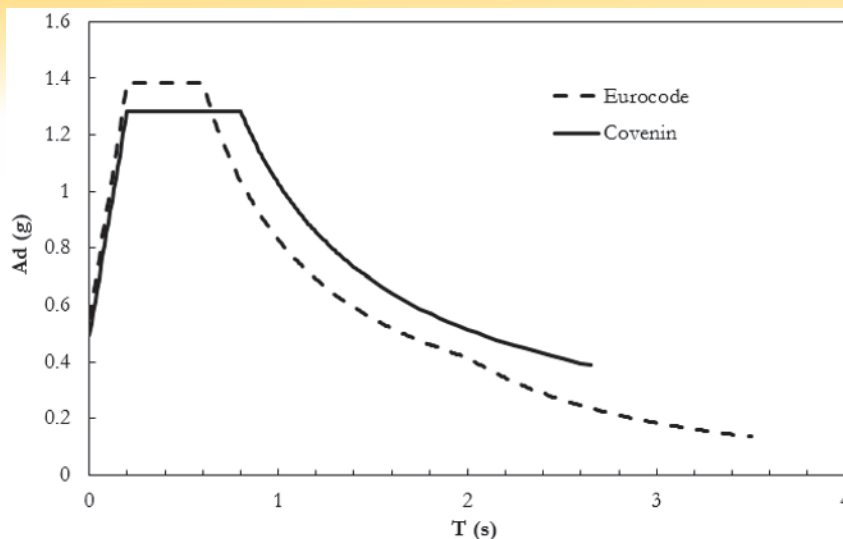


Figure 1
Design response spectra with return period TR of 475 years and $\xi = 5\%$

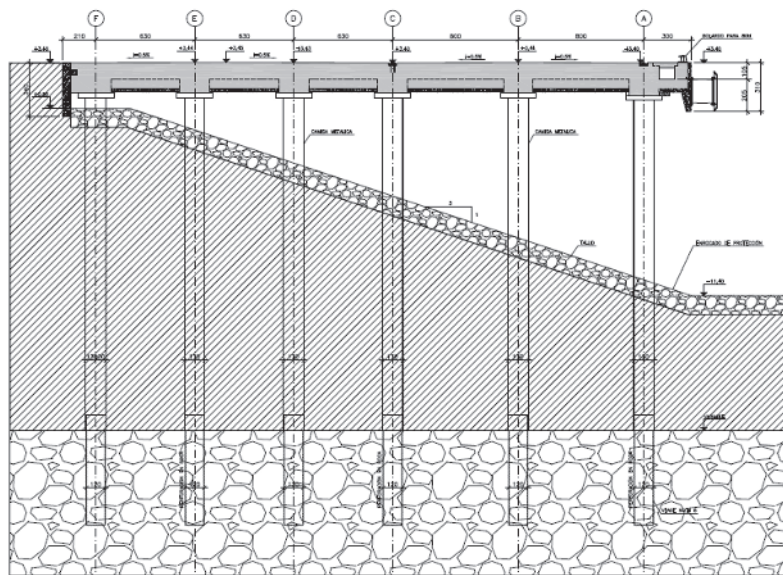


Figure 2
Cross section of the pile-supported wharf (data are shown in Table 1)

calculated with a specific study due to the importance of the structure and the high seismicity), $S = 1.15$ (soil factor), $T_B = 0.20$ s (lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch where the spectral velocity is linear), $T_C = 0.60$ s (upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch) and $T_D = 2.00$ s (value defining of the constant displacement response range of

the spectrum). The PGA is 0.55 g (55% of gravity). For frequencies lower than 1.56 Hz ($T > 0.64$ s), in Figure 1 it is possible to notice that the code Covenin spectrum is higher therefore it is more conservative. This would not be very relevant because, for flexible structures ($T > 1.50$ s), the accelerations are not transmitted totally to the structure. In Figure 1 it is possible to see that the spectral shape of code Covenin has only three branches, instead the Eurocode has four ones. In the Eurocode, the fact of putting another branch is an adjustment made not to overestimate structures with period between 0.6 – 2.0 s. The Covenin maintaining three branches is consistent with the tripartite format of spectral velocity [10].

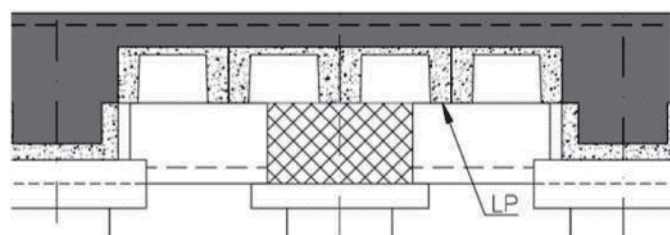


Figure 3
Concrete slab (LP: prefabricated slab)

2.3 Pile-supported wharf

The structure studied has an area of 6520 m². The length of the wharf in the transversal direction is 40 m and in the longitudinal direction (parallel to the sea) is 163 m (see Figure 2 by

software [29]). The deck of the wharf is made of reinforced transversal beams with height of 1.95 m and concrete slab with average thickness of 0.85 m, as shown in Figure 3.

The wharf level is 3.40 m above the Mean Sea Level (MSL), with a minimum and maximum flood respectively of -0.40 m and +0.875 m.

The wharf is supported by six piles. The beams supported by the piles have a metal jacket to prevent the deterioration due to

corrosion of reinforcement, weathering and chemical attacks. The metal jacket tends to isolate the concrete from chemical constituents present in the environment, to isolate against freezing and to keep the reinforcing free of oxygen. Table 1 shows the data of the structure.

The cross sections have the same cross-sectional geometry for all piles and they include the longitudinal reinforcement bars, metal jacket, and confined and unconfined concrete material. In Figure

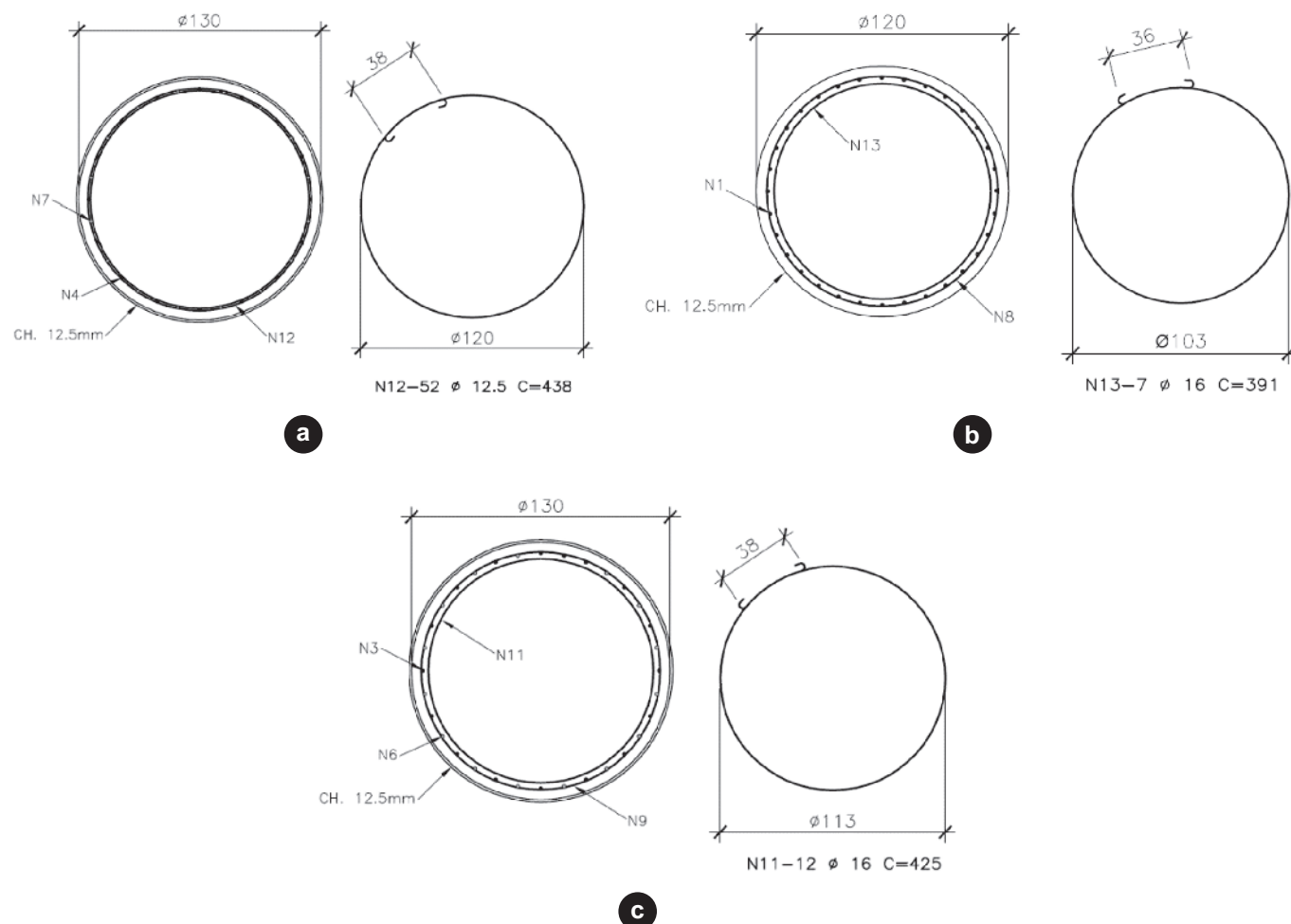


Figure 4

Cross section at top (a), middle (b) and bottom (c) of the piles (the dimension is in mm) (C: reinforcing length in cm)

Table 1

Data summary of the pile-supported wharf

Description for the pile	Value	Description for the wharf	Value
Pile length (m)	30.0	Number of piles	6.0
Pile external diameter ϕ (mm)	120/130	Wharf longitudinal length B (m)	40.0
Pile internal diameter ϕ (mm)	103/113/120	Wharf transversal length LL (m)	163.0*
Pile thickness CH. (mm)	12.5	Deck area (m ²)	163.0 x 40.0 = 6520.0
Pile reinforcing diameter: N1 (32)** , N3 (16), N4 (16), N6 (16), N7 (16), N8 (32) (mm)	32.0	Wharf level (m)	3.4 - 0.40, 3.4 + 0.875
Pile reinforcing diameter: N9 (1), N12 (52) (mm)	12.5	Deck thickness (m)	1.05
Pile reinforcing diameter: N11 (12), N13 (7) (mm)	16.0	Deck transversal slope (%)	0.5
Jacket external diameter D.E ϕ (mm)	130/132.5	Soil slope	3:1
Jacket internal diameter D.I (mm)	127.5	-	-
Jacket thickness CH. (mm)	12.5/25	-	-

*The wharf transversal length is defined as $(2 \times 8.0) + (3 \times 6.3) + 3.0 + 2.1 = 163.0$ m.

**The value in the brackets indicates the quantity of the reinforcing.

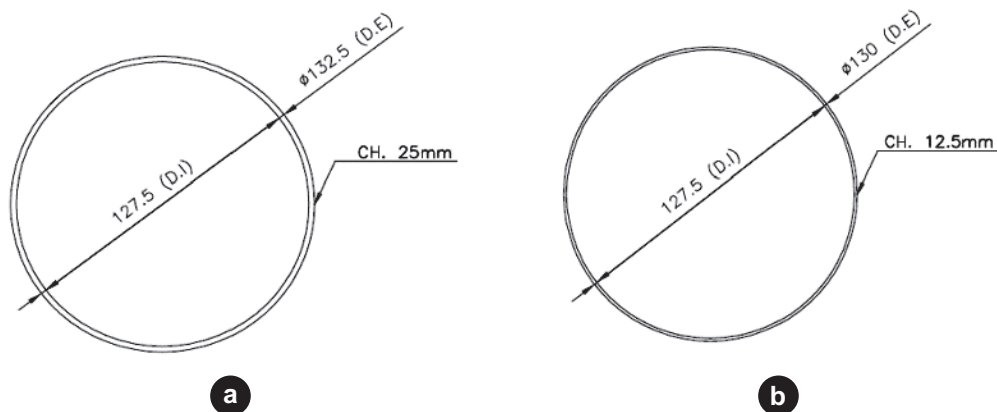


Figure 5
Cross section of the metal jacket at top (a), middle (b) and bottom (a) of the piles (the dimension is in mm)

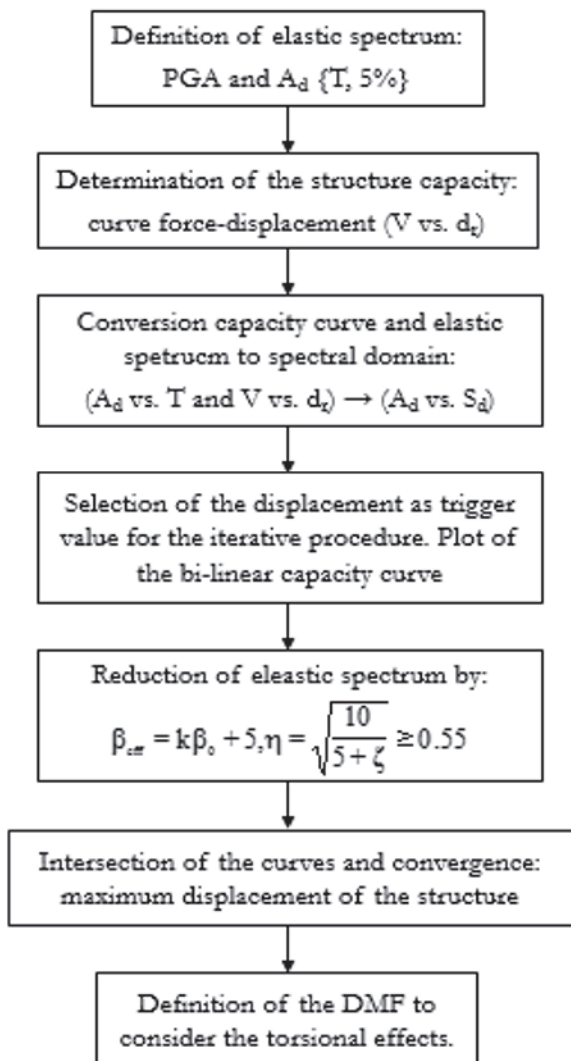


Figure 6
Flow chart of the procedure

4, the cross sections of the piles by software [29] are represented by (a), (b) and (c) from top to bottom of the piles. Figure 5 shows the cross section of the metal jacket of the piles by software [29]. The reinforced concrete of the piles plus the great thickness of the reinforced deck provides a high increase of the rigidity in the horizontal plane.

3. Pushover analysis step by step

The pushover analysis is a Nonlinear Static Procedure (NSP) usually used for nonlinear issues. In this analysis, the method used is the Capacity Spectrum Method (CSM) that is a performance-based seismic analysis that relates the capacity with the demand of the structure. The CSM uses Response Spectrum Analysis (RSA) and it is computationally easy for routine application in structural engineering practice. The iterative procedure of this method was given by [3]. Figure 6 shows the flow chart of the procedure.

3.1 Seismic demand

The CSM is based on finding a target point on the capacity spectrum – that also lies on the appropriate demand response spectrum – reduced for nonlinear effects. The spectral reduction factor is the viscous damping ratio, which affects the seismic demand displacement and the hysteresis loop. The elastic response spectrum, in terms of acceleration A_d for 5% damping and return period T_r of 475 years, is shown in Figure 1.

3.2 Determination of the structure capacity

It is convenient to draw the force-displacement curve by tracking the base shear V and the roof displacement d_r . The force-displacement curve (V vs. d_r) is representative of the structure capacity by the pushover analysis.

The centre of the mass of the structure may be equal to the control displacement (control point) during the analysis.

In the model, it is necessary to apply the lateral forces to the structure in proportion to the mode shape. It is also important to apply the uniform lateral forces to consider the effects of other mode shapes.

The capacity curve is generally constructed by using the first mode as it is the predominant mode of the structure. In this case the structure is flexible, therefore in the analysis the higher mode effects [26] should be considered. Neglecting them in the analysis the shear forces will be significantly underestimated [27].

This analysis is carried out under constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads. The forces considering the combination of the vertical load and lateral load must be calculated. The lateral loads are defined by the inertia forces, which are distributed for each mode and are applied to the deck of the structure where the mass is concentrated.

For the vertical loads in the elements, zero initial condition stiffness is used. For the horizontal loads, no zero-initial condition is used, this means that the nonlinear deformations are carried forward from a previous step to the end.

The more new increments of lateral loads are applied the more additional pushover curves are created. The creation of more pushover curves is important to define the accuracy of degradation points as each pushover step involves the formation of new plastic hinges.

3.3 Conversion to spectral domain

In this step, the capacity pushover curve and the demand curve are converted to spectral domain. That is, the elastic response spectrum and the capacity curve are transformed in ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra) domain. The equations to transform the response spectrum follow below:

$$A_d = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (1)$$

$$S_d = \frac{d_r}{PF_1 \phi_{r,1}} \quad (2)$$

where S_d is the spectral displacement, W is the dead weight plus live loads, and $\phi_{r,1}$ is the amplitude of mode one at level deck. The modal participation factor and the modal mass coefficient for the first natural mode are respectively:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \quad (3)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right) \left(\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right)} \quad (4)$$

where N is the level which is the uppermost in the main portion of the structure, w_i/g is the mass assigned to level i , and $\phi_{i,1}$ is the amplitude of mode one at level i .

Every point on the response spectrum is associated with a unique A_d , S_d and spectral velocity S_v . An interesting use of these curves is to estimate dynamic amplification factor by dividing spectral values by ground motion values [10]. The equations to transform the period T from the standard format (A_d vs. T) to spectral displacement (A_d vs. S_d) for each point i , is:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (5)$$

On the response spectrum, every point is also associated with a unique structural period, which, in the ADRS domain, is defined by the line of constant period radiate from the origin. When a line with a greater slope (i.e. lower period) changes to a line with a lower slope (i.e. greater period) the structure undergoes inelastic displacement as the period grows.

3.4 Selection of the displacement

To establish the target, point the methodology called "equal displacement approximation" is used. This methodology assumes that the inelastic spectral displacement is the same as the one which would occur if the structure remained perfectly elastic. The elastic displacement is calculated extending initial stiffness line up to intersect elastic response spectrum. This displacement acts as a trigger value to carry out the iterative procedure. A possible iterative procedure is represented in section B.5 in Eurocode [6]. Displacements refer to the single-degree-of-freedom system.

3.5 Plot of the bi-linear capacity curve

The plot of the bi-linear curve is needed to estimate the viscous damping ratio and the appropriate reduction of the spectral demand. The approximation of the capacity spectral curve is in accordance with the criteria of equal elastic energy (or work) [26]. To define the bi-linear curve it is necessary to know two points: the first point represents the yield displacement and the second represents the estimation to define the reduced spectrum. Besides that, it is necessary to define the elastic and post-elastic stiffness.

3.6 Reduction of the spectral demand

The effective viscous damping can be considered as a combination of the viscous damping (i.e. internal friction in the material) and the hysteretic damping. The effective viscous damping is defined by:

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_o + 5 = \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (6)$$

where d_y and a_y are the yield point coordinates, d_{pi} and a_{pi} are the point coordinates, which are estimated to carry out the reduced spectral demand. The hysteretic damping β_o depends on energy dissipated by strains (i.e. during the inelastic phase the energy will be absorbed by hysteretic damping). The factor k depends on structural behaviour, quality of element materials and duration shaking. If the factor k increases, the effective viscous damping increases and the capacity of the structure to dissipate energy is greater. With a lower k there are strong degraded hysteretic cycles. The hysteretic behaviour is ideal when it is stable and has large hysteretic cycles.

β_{eff} defined by (6) is used to calculate the spectral reduction factor η , which multiplied by the elastic spectrum reduces the spectrum itself. According to the Eurocode [6], η is assumed:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55 \quad (7)$$

In this analysis ξ becomes $\beta_{eff} = 10\%$, $k = 0.5$, $\beta_o = 10\%$ and $\eta = 0.816$.

The choice of reducing response spectrum is often complex (even

in the codes it is “guessed”), therefore it should be based on observations of existing structures and laboratory studies.

3.7 Intersection of the curves and convergence

When the displacement, at the intersection of the demand spectrum and the capacity spectrum, is within 5% of the displacement of the target point, the convergence finishes. If this does not occur, the process must be repeated. The target point represents the maximum top displacement expected from the structure.

3.8 Dynamic Magnification Factor (DMF)

Most of the seismic lateral resistance of marginal wharves is provided by landward piles due to long embedment in soil. The seaward piles are mainly used for gravity loads and might provide about 10% of the overall seismic lateral resistance. This configuration creates eccentricity between the mass centre and the effective centre of rigidity for the wharf, which will induce torsional response in the structure under longitudinal excitation. Displacement demand of the critical piles at the end of a segment can be determined by multiplying the displacement demand calculated under pure transverse excitation by DMF, which accounts for torsional response and simultaneous longitudinal and transverse excitations, and interaction across expansion joints [5,30].

4. Analysis by FEM

FEM has been used to model the pile-supported wharf. The masses present in the model to carry out the pushover analysis, in accordance to [2,5,15], are: superstructure mass, accidental mass, a third of the mass piles and hydrodynamic mass. The masses are placed at the top of the piles.

The focus of the verification of the structure is to define the resistance capacity under a design seismic. It is admitted that the piles suffer plastic mechanisms, before the collapse, in the connection with the superstructure.

The structural analysis approach is called “displacement based design”, which evaluates the structural performance in function of the displacement and rotation capacity of the piles. Thus, the analysis evaluates the formation of the plastic hinges.

To model the soil, elastic springs based on the Winkler model [2,14] have been used. The piles are discretized into several segments with a length of 1.0 m and each node on the pile is connected to a horizontal spring.

Table 2
Modal analysis output

T_i (s)	f_i (Hz)	U_x (%) *	U_y (%) *	U_z (%) *	R_x (%) **	R_y (%) **	R_z (%) **
1.684	0.594	0.15	63.51	0.0	0.0	0.0	36.33
1.478	0.677	99.77	0.22	0.0	0.0	0.0	0.00
1.239	0.807	0.07	36.26	0.0	0.0	0.0	63.66
0.138	7.258	0.0	0.0	19.20	0.40	21.89	0.0
0.132	7.574	0.0	0.0	48.17	1.26	27.88	0.0
0.127	7.872	0.0	0.0	0.10	27.15	0.11	0.0

* Modal participating mass ratio in the horizontal planes x and y, and vertical plane z (translation).

** Modal participating mass ratio in the horizontal planes x and y, and vertical plane z (rotation).

The profile of the soil at the location of pile-supported wharf consists of three layers: marine sediments of sandy soil and clay with a thickness of 15.0 m, “coche”-formation with a thickness of 10.0 m, and “manicure”-formation with a thickness of 5.0 m. The values of the elastic springs are for the three layers 4905 kN/m³, 39240 kN/m³ and 49050 kN/m³, respectively.

To consider the variation of the soil stiffness during the earthquake, two models are analyzed. The first model considers the elastic spring stiffness K as $K' = 0.5 K$, whereas the second model considers K as $K' = 1.5 K$.

4.1 Modal analysis

To carry out the modal analysis, the lumped masses were assigned on the deck of the wharf. All masses represent all the loads on the structure, except for the self-weight as the software itself considers it. Table 2 shows the first six vibration modes: period of oscillation T_i , frequency of oscillation f_i and the Modal Participating Mass Ratio (MPMR) U_x , U_y , U_z , R_x , R_y and R_z . MPMR provides a measure of how important computing the response of the structure in each of the three global directions (x, y, z) is, and of how the modes are required to achieve a given level of accuracy for the analysis.

In Table 2 it is possible to notice that the structure is flexible, i.e. $T_1 > 1.50$ s.

Due to structure flexibility, displacement of the centre of the mass and the centre of the stiffness, it is important to consider the torsion effects that can produce significant relative eccentricity. Fortunately, the pile-supported wharf is regular.

For the first three modes of vibration, considering each of the three directions (x, y, z), the sum of the MPMR is: $U_x + U_y + U_z + R_x + R_y + R_z = 100\%$.

It is advisable to carry out the pushover analysis along the direction where MPMR is high [11], i.e. in this analysis, U_x for the second mode is very high ($U_x = 99.77\%$), therefore the most critical pushover analysis is possible to be done in this direction.

To understand the output data of Table 2, it must be considered that the modelled structure is only one module of a whole wharf. However, the interaction with the other modules have been considered.

4.2 Nonlinearity of the material

Two important analyses must be carried out to consider the nonlinear behaviour: (i) assignment of the plastic hinges and (ii) definition of material properties.

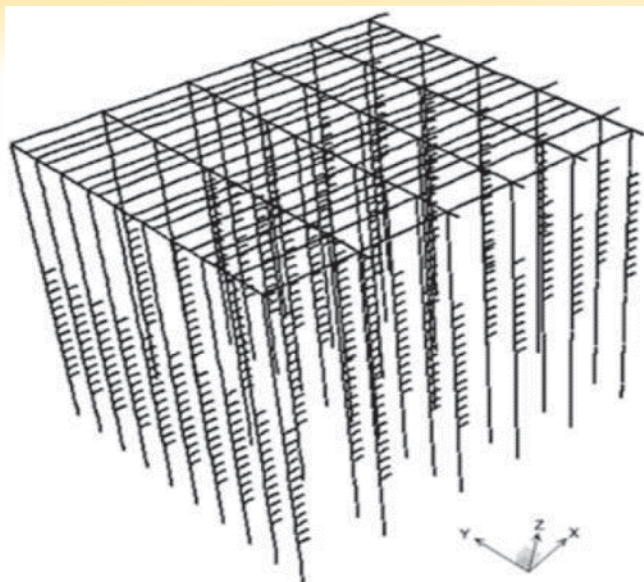


Figure 7
Pile-supported wharf model by FEM

In the model 44 lumped plastic hinges to describe the nonlinear behaviour of structural elements have been applied. Plastic hinges were put at the points where the bending moment has the maximum value. In particular, for $K' = 0.5 K$ the maximum moment is 16539 kN m whereas for $K' = 1.5 K$ the maximum moment is 16438 kN m. These points correspond to the top and bottom of the piles. The plastic rotations at the connection of the piles and the wharf, and the plastic rotations in the connection of the pile with the bed-rock, had been established by literature [4]. In the analysis the formation of plastic hinges begins from the top of the piles in the second row, parallel to y-axis, starting from the right (see Figure 7). Then the plastic hinges are extended in all the heads of the piles. Procedure steps to define the input data in the software to obtain the pushover curve are summarized below: (i) application of masses in the joints. The masses can be applied in the joint or the mass can be transformed in loads; (ii) if necessary, the stiffness reduction of the elements due to the cracks must be considered; (iii) definition of the plastic hinge sections. The geometry of the concrete, steel and metal jackets must be drawn (e.g. diameter, shape, width); (iv) definition of the constitutive law of the concrete and steel (e.g. modulus of elasticity, stress, strain); (v) assignment of the plastic hinges in the model; (vi) application of the load patterns and results of the pushover curve. Figure 8 shows the flow chart of these steps.

Table 3
Properties of the plastic hinges

	Description	Value
Pile concrete	Compressive strength f_{ce} (MPa)	50.99
	Elastic modulus E_c (GPa)	29.52
Metal jacket	Yield strength f_{ye} (MPa)	269.68
	Elastic modulus E_s (GPa)	205.94
Pile reinforcement	Yield strength f_{ye} (MPa)	539.36
	Elastic modulus E_s (GPa)	205.94
Confined concrete by [8]	Longitudinal compressive strain ϵ_{cc} (%)	0.56
	Compressive strength f'_{cc} (MPa)	72.92
	Longitudinal compressive strain ϵ_{cu} (%)*	3.57
	Compressive strength f'_{cu} (MPa)*	43.81

*These parameters refer to the first hoop fracture of the confined concrete pile.

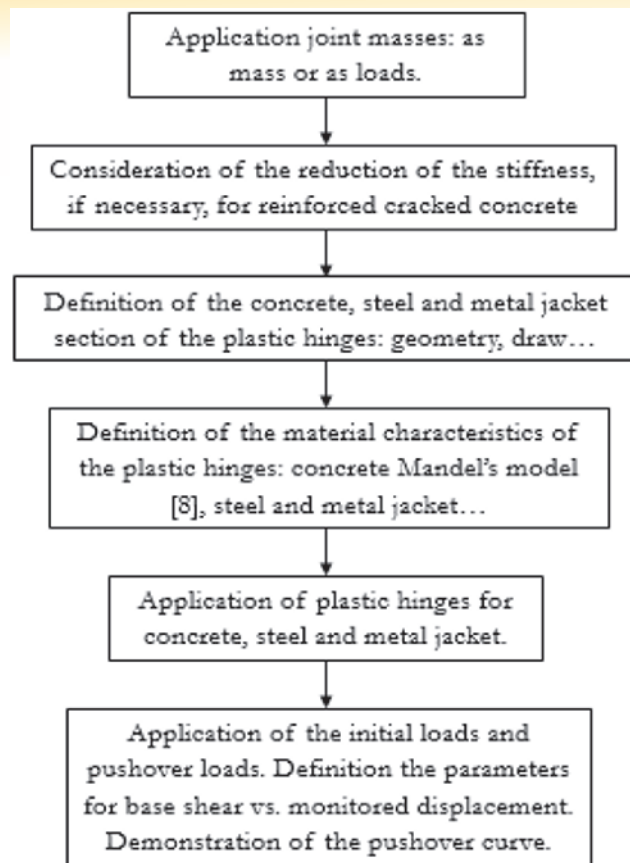


Figure 8
Pushover analysis step-by step by using software

The properties of the plastic hinges include the section reinforcement and the strength expected values of the steel and confined concrete.

The capacity of the structural element materials to resist all seismic actions must be since their properties provide a more realistic estimate for designing strength. The used stress-strain model for confined concrete, applicable to circular shaped transverse reinforcement, is the Mander's model [8]. Table 3 shows the properties of the plastic hinges.

4.3 Pushover analysis results

Figures 9 and 10 show the analysis results through the response spectrum and the pushover curve. It is possible to see the point

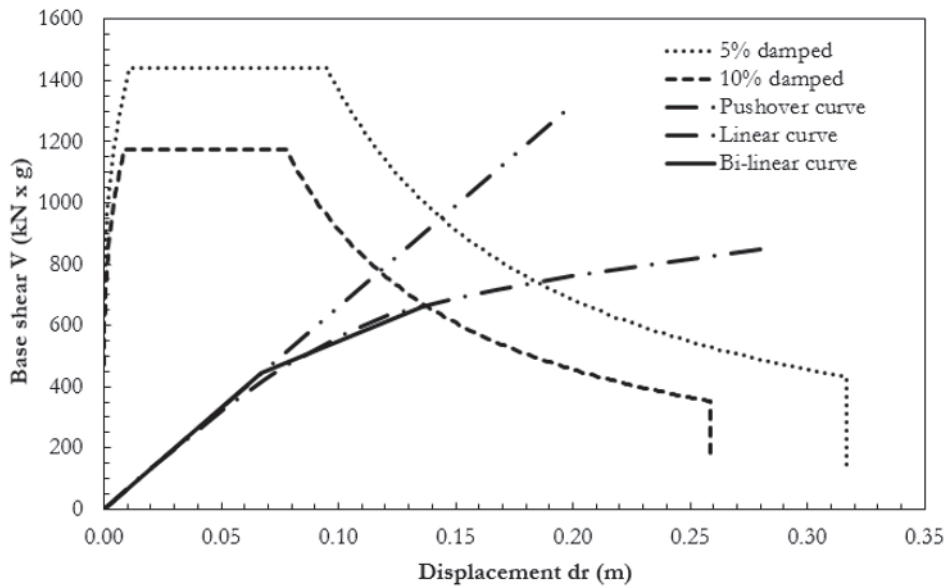


Figure 9

Response spectra, linear curve, bi-linear curve and pushover curve. The pushover analysis refers to the second mode on the x direction for $K' = 0.5 K$. The maximum allowed displacement is 13.74 cm (intersection between pushover curve and response spectrum for 10% damped)

where the pushover curve changes inclination, which represents the first degradation of the structure (yield strength). Before, the structure remains linear-elastic with a well energy reserve capacity. The point when the pushover curve intersects the inelastic spectrum represents the maximum allowable degradation. Finally,

when the pushover curve reaches the last point (ultimate strength), the structure has instability and excessive distortions, and the elements (primary and/or secondary) reach a lateral deformation level at which loss of gravity load occurs. It is possible that the ultimate strength is lower, therefore the structure will collapse beforehand.

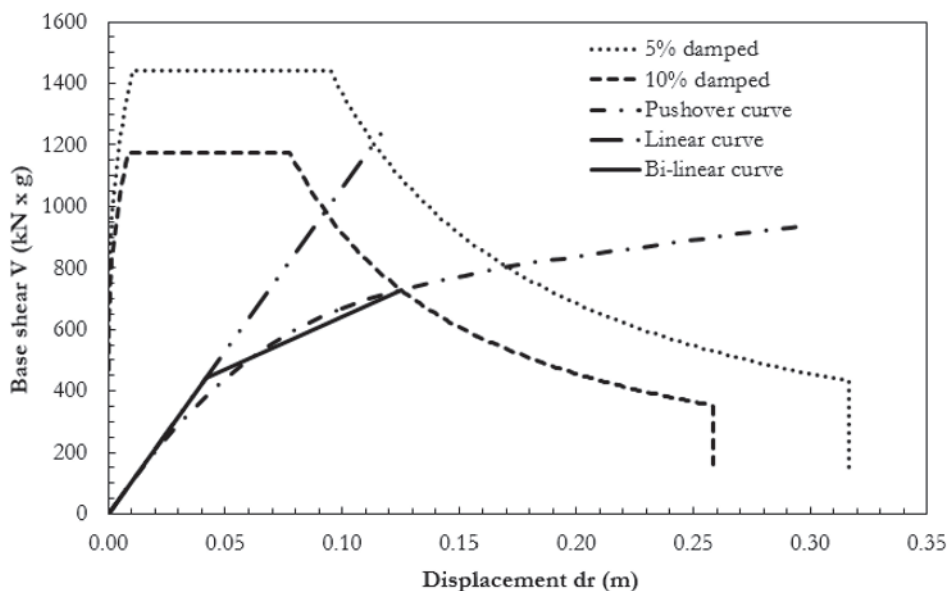


Figure 10

Response spectra, linear curve, bi-linear curve and pushover curve. The pushover analysis refers to the second mode on the x direction for $K' = 1.5 K$. The maximum allowed displacement is 12.54 cm (intersection between pushover curve and response spectrum for 10% damped)

Table 4Pushover analysis results for $K' = 0.5 K$

	Base shear V (MN)	Displacement d_i (cm)	Elastic stiffness (kN/m)	Curve area (MN cm)	PSA/g = V/M (m/s ²)
Bi-linear curve	4.42	6.69	66068.76	14.78	0.33
	6.63	13.74 ^a	31347.52 ^c	53.74	0.50
Liner curve ^b	8.00	11.60			0.60
	9.51	14.40	66068.76	132.10	0.72
Pushover curve	13.21	20.00			0.99
	6.63	13.74 ^a			0.50
	7.42	18.00	66068.76	151.17	0.56
	8.53	28.00			0.64

^a The bi-linear and pushover curve has the same limit displacement value, therefore the approximation of the bi-linear curve has been made correctly. The global ductility demand is defined by $13.74/8.66 = 1.586$, where 8.66 cm is the displacement defined on the pushover curve that represents the creation of the first plastic hinge;

^b The slope of the linear curve represents the elastic stiffness of the structure;

^c Plastic stiffness of the bi-linear curve.

The dynamic instability phenomenon is also affected by the characteristics of the earthquake time-history [13].

Figures 9 and 10 show the demand spectra for damping 5% and 10%, the linear-elastic capacity curve, bi-linear elastic curve and pushover curve for $K' = \{0.5 K; 1.5 K\}$. The base shear is calculated multiplying the total mass of the structure ($M = 135.42 \times 10^3$ kg) for the Pseudo-Spectra Accelerations (PSA). Table 4 shows some important results of the analysis regarding some important points of the curves for $K' = 0.5 K$.

In Table 4, it is possible to compare the linear curve with the pushover curve and to do some observations. If the advantage of the material ductility is ignored, that is if the nonlinear analysis is not carried out, the maximum allowed displacement is 11.60 cm, which is about 16% less than 13.74 cm. The corresponding base shear is 8.00 MN, which is greater than 21% of 6.63 MN.

The first point of the pushover curve is the maximum allowed displacement (elastic plus inelastic) of the structure, which is 13.74 cm. It corresponds to base shear 6.63 MN.

It is possible to see also that designing the structure by using linear curve one can obtain a greater shear base of 9.51 MN with the difference of 2.88 MN respect to 6.63 MN. By doing so, the structure is over-estimated and could bring financial disadvantages.

For the analysis shown in Figure 10 it is possible to raise the same considerations. Most important values for $K' = 1.5 K$ are the maximum allowed displacement 12.54 cm that corresponds to the base shear of 7.27 MN and the global ductility demand $12.54/6.67 = 1.88$.

4.4 Torsional effects – Dynamic Magnification Factor (DMF)

To consider the torsional effects of the longitudinal seismic stress,

Table 6

Verification of the rotational capacity of the joint in according to Eurocode [6]

Verification of the rotational capacity of the joint	0.5 K		1.5 K	
Axial force	N =	-261.5 kN	N =	-291.0 kN
Curvature of the idealized M-C diagram	$\phi_{y,ideal} =$	0.00459 1/m	$\phi_{y,ideal} =$	0.00461 1/m
Distance of the pile/superstructure intersection up to zero bending moment in the pile	L =	4 m	L =	4 m
Plastic hinges length	$L_p =$	0.87 m	$L_p =$	0.87 m
Ultimate curvature in the idealized M-C diagram	$\phi_u =$	0.05200 1/m	$\phi_u =$	0.05210 1/m
Ultimate capacity of the plastic rotation	$\theta_{p,u} =$	0.03676 rad	$\theta_{p,u} =$	0.03682 rad
Security factor	$\gamma_{R,p} =$	1.4	$\gamma_{R,p} =$	1.4
Capacity of the design plastic rotation	$\theta_{p,d} =$	0.02626 rad	$\theta_{p,d} =$	0.0263 rad
Plastic rotation in the target displacement	$\theta_{p,E} =$	0.0086 rad	$\theta_{p,E} =$	0.0116 rad

Table 5Dynamic Magnification Factor for $K' = 0.5 K$ and $K' = 1.5 K$

		0.5 K	1.5 K
Dynamic Magnification Factor	DMF	1.30	1.45
Performance point	d^*	13.74 cm	12.54 cm
Amplified performance point	$d^*_{,maj}$	17.86 cm	18.81 cm

the DMF, which increases the transverse displacement is applied. DMF according to POLB [5,30] is defined by:

$$DMF = 1,50 - 0,05 \cdot \frac{L_L}{B} \geq 1,10 \text{ for spring stiffness } K' = 0.5 K \quad (8)$$

$$DMF = 1,65 - 0,05 \cdot \frac{L_L}{B} \geq 1,10 \text{ for spring stiffness } K' = 1.5 K \quad (9)$$

where L_L and B are the length and the width of the wharf, respectively. Table 5 shows results of the DMF. In this way, the rotational capacity of the joint must be sufficient for the structure to support a transverse displacement relative to the maximum performance point. Table 6 shows the verification of the rotational capacity of the joint according to Eurocode [6].

Since $\theta_{p,d} > \theta_{p,E}$ the plastic hinge has sufficient rotation capacity to withstand the seismic action.

5. Conclusion

In this paper a nonlinear static analysis applied to a pile-supported wharf is carried out. The pile-supported wharf has an area of 6520 m²,

the length in the transversal direction is 40.0 m and the length in the longitudinal direction is 163.0 m.

The seismic activity in this area where the port is placed is very intense, with a value of 0.55 g PGA. For periods greater than 0.64 s, the code Covenin is higher than the Eurocode, which means that the code Covenin is more conservative in respect to Eurocode.

Geotechnical characteristics have been studied and the areas have been divided in three principal parts: valley-area, hill-area and sea-area. The latter has marine sediments of more compressible silt-clay with a thickness of 10.00 m and conglomerates "coche"-formation.

The NSP using CSM has been explained step-by-step as follows: the seismic demand, capacity of the structure, conversion to ADRS, selecting displacement, bi-linear curve, reduction of seismic demand and convergence. The procedure is consistent to the literature [3].

The 3D analysis of the pile-supported wharf is useful to calculate the vibration modes, the loads and the interaction fluid-structure-soil. In this analysis, the MPMR for the second mode in x direction is predominant (99.77%), therefore the choice of the direction of the pushover analysis is the x direction.

In the modelling, the nonlinear behaviour of the material is fundamental; 44 plastic hinges in accordance to literature [4] have been assigned and the constitutive equations refer to the Mander's model [8].

Since the structure has strategic importance, it is important to analyse the consequences of the structure failure and to estimate maximum allowed displacement. The most severe wharf damage corresponds to failure of piles along an extended length of the wharf structure.

The final results have been shown in the graphic base shear vs. displacement. The base shear is calculated by multiplying the total mass by the PSA. The allowed displacement is 18.81 cm.

It is interesting to note that, for the elastic curve, the allowed displacement is up to 7.2 cm less than the inelastic curve's displacement. This difference represents the advantage of the material ductility. With the pushover analysis it is possible "to push over" the structure.

If in the pushover analysis the continuous change of the dynamic parameters is considered, the result of the pushover analysis is very close to the results of the dynamic analysis.

6. Acknowledgements

Authors acknowledge the EGT Engenharia Ltda Brazilian company for the materials used in the development of the present research. The first author acknowledges the University of Salamanca to pay the rights (when applicable) to completely download all papers in the references.

7. Funding

This work has been carried out thanks to the partnership between University of Roma Tre in Italy, Polytechnic School of São Paulo in Brazil and EGT Engenharia Ltda Brazilian company. This study was funded by EGT Engenharia Ltda Brazilian company [reference number: 00.376.282/0001-26].

8. References

- [1] Freeman, S.A. Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, v.41, n.438, 2004, pp.1-13.
- [2] Permanent International Association for Navigation Congresses (PIANC). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Working group n.34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, 1^a ed., 2001, A.A. Balkema Publishers, 474 p.
- [3] Applied Technology Council (ATC-40). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California Seismic Safety Commission, Redwood City, California, v.1, report n.SSC 96-01, 1996.
- [4] California Department of Transportation (CALTRANS). *Seismic Design Criteria (SDC)*. Version 1.6, Sacramento, California, 2010.
- [5] Port of Long Beach (POLB). *Wharf Design Criteria*. Version 2.0, 2009.
- [6] European Committee for Standardization (CEN). *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, EN 1998-1:2004.
- [7] Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas Covenin 1756-1:2001, Funvisis. *Edificaciones Sismorresistentes, Parte 1: Requisitos, Fondonorma*, Caracas, 2001.
- [8] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, v.114, n.8, 1988, pp.1804-1825.
- [9] Kramer, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1ed., 1996, 653 p.
- [10] Freeman, S.A. Response spectra as a useful design and analysis tool for practicing structural engineers. *ISET Journal of Earthquake Technology*, v.44, n.475, 2007, pp.25-37.
- [11] Chopra, A.K., Goel, R.K. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v.33, 2004, pp.903-927.
- [12] Elnashai, A.S. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, v.12, n.1, 2001, pp.51-69.
- [13] Aydinoglu, M.N. Incremental response spectrum analysis (IRSA) procedure for multi-mode pushover including p-delta effects. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper n.1440, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004.
- [14] Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. Seismic design of port structures. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, v.4, n.3, 2004, pp.195-208.
- [15] American Society of Civil Engineers (ASCE). *Seismic Design of Piers and Wharves*. ASCE/COPRI 61-14, 2014, 90 p.
- [16] Sap2000. Version 16.0.0 Plus. *Computers and Structures*, Inc, California/New York, 2013.
- [17] Alembagheri, M. Earthquake damage estimation of concrete gravity dams using linear analysis and empirical failure criteria. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v.90, 2016, pp.327-339.

- [18] Takahashi, A., Takemura, J. Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v.25, 2005, pp.811-825.
- [19] Ning, N., Yu, D., Zhang, C., Jiang, S. Pushover analysis on infill effects on the failure pattern of reinforced concrete frames. *Applied Sciences*, v.7 2017, pp.428-442.
- [20] Consenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M. A fibre model for push-over analysis of underdesigned reinforced concrete frames. *Computers and Structures*, v.84, 2006, pp.904-916.
- [21] Hasan, R., Xu, L., Grierson, D.E. Push-over analysis for performance-based seismic design. *Computers and Structures*, v.88, 2002, pp.2483-2493.
- [22] Shayanfar, M.A., Rakhshanimehr, M., Zare Bidoki, R. An energy based adaptive pushover analysis for nonlinear static procedures. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, v.49, 2016, pp.289-310.
- [23] Shafieezadeh, A., Des Roches, R., Rix, G.J., Werner, S.D. A probabilistic framework for correlated seismic downtime and repair cost estimation of geo-structures. *Engineering Earthquake and Structural Dynamics*, v.2013, 2013, pp.1-17.
- [24] Cao, S., Yuan, W. Modified generalized pushover analysis for estimating longitudinal seismic demands of bridges with elevated pile foundation systems. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v.11, 2014, pp.2696-2712.
- [25] Riyad, Y., kiss, B., Mrani, I., Parron, M.A., Dolores, R.C.M. Seismic retrofitting: reinforced concrete shear wall versus CFRP reinforced concrete using pushover analysis. *Journal of Materials and Engineering Structures*, v.3, 2016, pp.181-195.
- [26] Ghanoonibagha, M., Gol, M.R.A., Ranjbar, M.R. Study of higher mode effects and lateral load patterns in pushover analysis of steel frames with steel shear wall. *Advances in Science and Technology Research Journal*, v.10, 2016, pp.13-27.
- [27] Mortezaei, A., Ronagh, H.R. Effectiveness of modified push-over analysis procedure for the estimation of seismic demands of buildings subjected to near-fault ground motions having fling step. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, v.13, 2013, pp.1579-1593.
- [28] Hedayat, A.A., Yalciner, H. Assessment of an existing RC building before and after strengthening using nonlinear static procedure and incremental dynamic analysis. *Shock and Vibration*, v.17, 2010, pp.619-629.
- [29] AutoCAD. Version 2010, Autodesk, Inc., 2010.
- [30] Port of Long Beach (POLB). Wharf Design Criteria. Version 4.0, 2015.

Experimental study of reinforced masonry beams

Estudo experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada

J. S. CAMACHO ^a

jsc@dec.feis.unesp.br

<https://orcid.org/0000-0001-5145-7703>

L. F. CONTADINI ^a

l-contadini@bol.com.br

<https://orcid.org/0000-0001-5357-898X>

G. A. PARSEKIAN ^b

parsekian@ufscar.br

<https://orcid.org/0000-0002-5939-2032>

Abstract

An experimental program on reinforced concrete masonry beams was conducted aiming to better understand the behavior of reinforced masonry beams. The beams were designed to fail in flexure, assessing cracking patterns, maximum displacement, ultimate bending moment, and maximum flexural and axial compression strain. The experimental program included 12 reinforced masonry beam tested under flexure and built with bond-beam and hollow concrete blocks. Also, two type of prism were built and tested; one type stacked into the block greater dimension allowing testing with compression in the same direction as in the beams; and the second type as standard grouted prisms. Results indicate an average masonry compression strength parallel to bed joint 25% lower than the masonry compression strength in the other direction (perpendicular to bed joints). There was a significant increase on the beam stiffness due to the construction of one more block course. The model used to calculate the ultimate bending moment led to values close to the experimental result (difference of about 15%). Finally, the ultimate average shortening strain of masonry at axial compression was 50% lower than at flexural compression.

Keywords: beam, masonry, reinforced masonry, bending, ultimate strain, compressive strength.

Resumo

Com objetivo de contribuir com o melhor entendimento do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada, foi realizado o estudo experimental de vigas de alvenaria armada com blocos de concreto. Essas foram projetadas para ruptura à flexão, sendo analisando o modo de fissuração, a flecha, o momento fletor último, a deformação por encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples e na flexão. Foi desenvolvido um programa experimental no qual foram ensaiadas, à flexão simples, 12 vigas de alvenaria estrutural armada confeccionadas com canaletas e blocos de concreto. Para comparação entre resistência à compressão da alvenaria paralela e perpendicular às juntas horizontais, foram confeccionados e ensaiados dois tipos de prismas; 4 prismas grauteados, confeccionados com a maior dimensão dos blocos na vertical, simulando a ocorrência das tensões de compressão nas vigas (paralelas às juntas horizontais), e 4 prismas convencionais grauteados. Resultados mostraram que, em média, a resistência à compressão da alvenaria paralela às juntas horizontais foi 25% menor comparada com a outra direção (perpendicular às juntas horizontais). Houve um aumento significativo da rigidez das vigas devido à inserção de mais uma fiada. O modelo utilizado para o cálculo do momento fletor último conduziu a valores próximos dos experimentais (diferença de aproximadamente 15%). E em média, o encurtamento último da alvenaria na compressão simples foi 50% menor do que na flexão.

Palavras-chave: viga, alvenaria, alvenaria estrutural armada, flexão, deformação na ruptura, resistência à compressão.

^a Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

^b Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introduction

Beams are horizontal elements used to overcome spans over openings. When made in masonry can be constructed with bricks, blocks or with hollow blocks. They are usually reinforced, similarly to concrete beams, allowing expressive increase in flexural strength [1].

Recently, reinforced structural masonry beams were used in the structure of transition floors, called pilotis. However, its use is still limited, perhaps due to lack of knowledge. Thus, knowing more about the behavior of reinforced structural masonry beams, they can be safely more frequently used. Some advantages of the use of reinforced masonry beams are:

- Reduction of formwork, since the beam blocks allow building beams from blocks;
- Cost reduction of the carpenter labor to produce structural masonry beams, and;
- Decrease in the final cost of the work if the above items are considered in the costs.

1.1 Bending behavior and design

According to [1], [2], [3], [4] and [5], the following hypotheses are adopted to design reinforced structural masonry:

- In any section, the internal forces are in balance with external forces;
- Strain varies linearly through the depth of the member;
- Tension stress in the concrete is equal to zero after cracking;
- Both Steel and masonry have linear elastic behavior for service loads, leading to neutral line passing through the centroid of the cracked section;
- A complete bond exists between the steel and the grout.

Different behavior stages observed, as the loading increases in a reinforced structural masonry beam:

- **Uncracked Masonry Stage (stage I):** the tensile stresses in the maximum tensile section fiber is less than the masonry flexural strength ($M < M_{cr}$), with moment-curvature diagram as Figure 1. Before cracking, the stress and deformation distributions along the section are linear, as shown in Figure 2 (a). The section properties can be calculated by the equivalent section, where the steel area is transformed into a masonry area that produces the same deformation, considering the steel and masonry elastic modulus ratio;
- **Masonry Cracked–Elastic Stresses Stage (stage II):** after exceeding the masonry flexural strength, cracks occur on the tension face and propagates towards the neutral axis until it is possible to restore the section equilibrium. At this stage, in most cases, the compressive at the masonry are small, and the steel still does not yield. As the two materials continue to deform, the curvature increase of the section is linear but with stiffness being continually reduced, as curve B in Figure 1. The service load moment value, M_s , shall be in stage. Up to a certain M limit, the cracked section will continue with elastic behaviour, as illustrated in Figure 2 (b). Ignoring the tensile masonry section area, the force binary (compression and tension forces) are calculated using the section compressed masonry area (C) and “n” times the steel area in the tension area (T). Thus, stresses and strains can be calculated;
- **Ultimate-Strength Stage (stage III):** close to the failure, masonry stresses are plastic and non-linear, as curve C of Figure 1. Depending on the reinforcement ratio, steel yielding (With $M = M_y$) does not occur before the masonry compression-failure. If the section is over reinforced, the masonry will suddenly fail in compression (fragile behavior); if the section is under reinforced, the steel yield strength defines the section maximum moment, and it is possible to calculate the maximum compressive stress in the masonry at this point, balancing the section. Thus, masonry under compression is at a nonlinear behavior

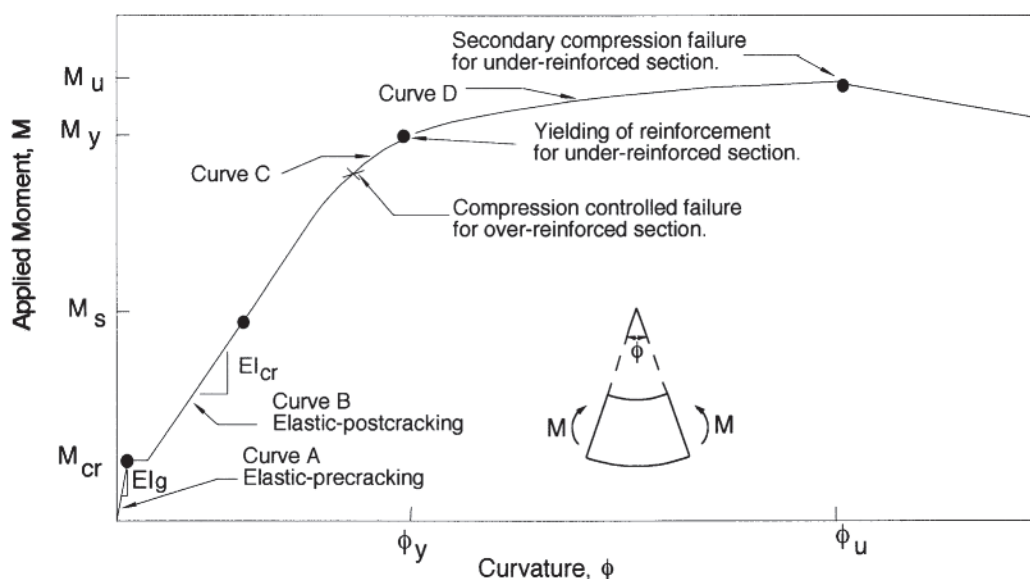


Figure 1
Moment-curvature curve for masonry beams [1]

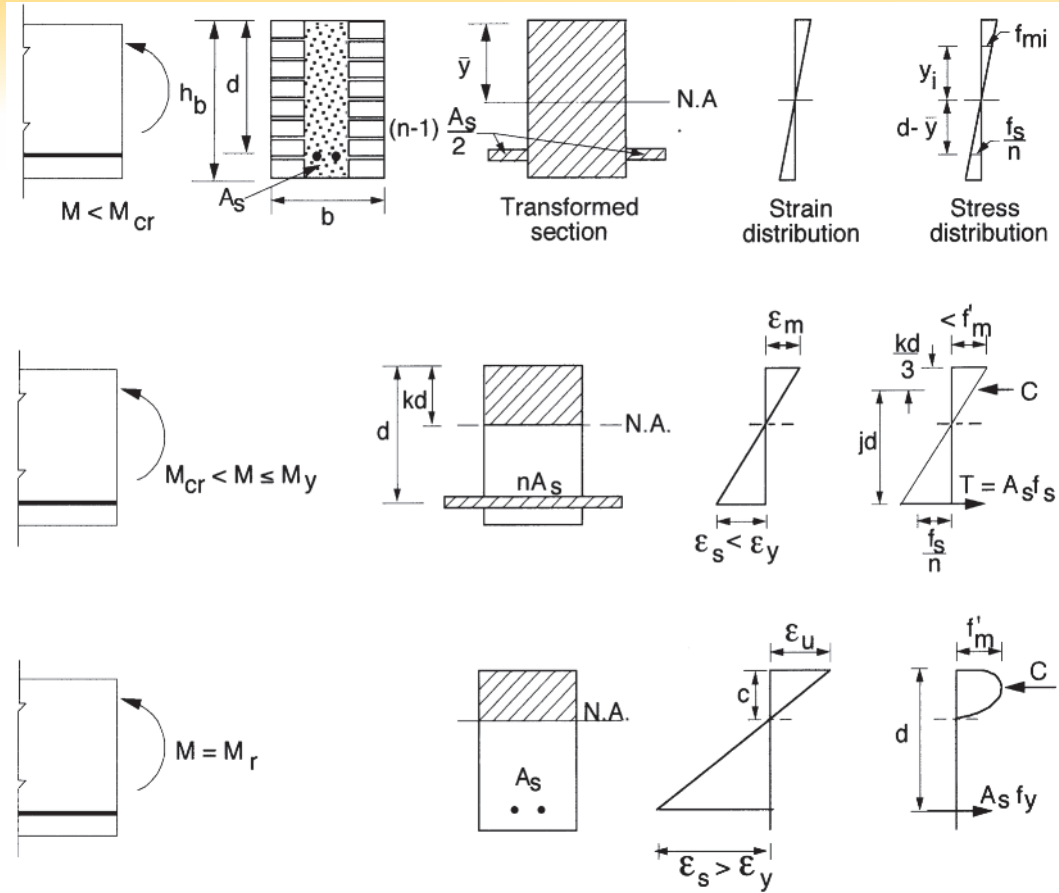


Figure 2
Reinforced beam analysis of [1]

and the maximum deformation in the upper compressed fiber is limited by the maximum deformation of the masonry ϵ_u , as illustrated in Figure 2 (c). The design requirements must also meet the section ductility condition, guaranteeing the steel yielding. The tensile force will be equal to:

$$T = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \tag{1}$$

Where:

- f_{yk} = steel reinforcement yield strength;
- γ_s = steel material resistance safety coefficient.

After steel yielding ($M > M_y$), for every moment increase the section equilibrium is established moving the neutral axis line towards compression face increasing the force-binary lever arm and the compression stress. When the beam is over reinforced, the steel does not reach the yield strength before the masonry compression strength and deformation limit, causing a brittle and sudden failure to occur with small displacements, situation to which the designer should avoid. For this reason, the ductile behavior of under reinforced sections is desirable because of the possibility of load redistribution to less loaded members after the reinforcement yielding and, mainly, the possibility of perceiving beam-failure warnings,

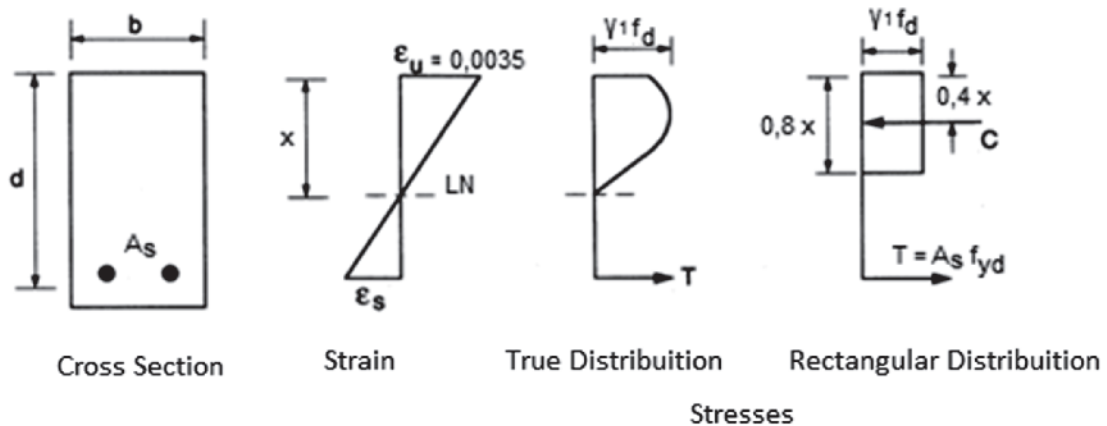


Figure 3
Section at the ultimate limit state [1]

characterized by large displacements and crack openings before its rupture. At the limit between the under-reinforced and over-reinforced section, one can calculate the balanced moment, where steel yielding and masonry crushing occurs at the same. This point allow the best use of both materials [1].

The masonry stress-strain diagram is not linear and depends on various factors and properties of the materials. Figure 3 Shows the actual distribution of stresses in the masonry in a flexural section and the approximate rectangular diagram used for dimensioning it, like a reinforced concrete model [6] and [7]. Differences for reinforced concrete include substitution of concrete strength by masonry strength (f_d) and the introduction of the coefficient " γ_1 " which considers the direction of the compression.

1.2 Codes specifications

Unlike a wall member, where the compressive stresses act perpendicularly to the horizontal joints, in the reinforced structural masonry beams stresses are parallel to the bed joints, as illustrated in Figure 4.

To estimate the masonry strength and its modulus of elasticity, it is common to test two-block prisms loaded perpendicularly to the horizontal joints, due to easy assembly and handling of this specimen type. From the result obtained for the test specimen described above, one can obtain the masonry strength in the other direction (parallel to the horizontal joints) [2], [4] and [9].

Wong and Drysdale (1985) [10] state that the compressive strength of the masonry parallel to the horizontal joints is approximately 25% less than the compressive strength of the masonry perpendicularly to these joints. The CSA Standard 304.1-04 (2004) [5] recommends that this reduction to be 50%, as well as the NBR 15961-1 (2011) [4], if the compressed region of the element is not

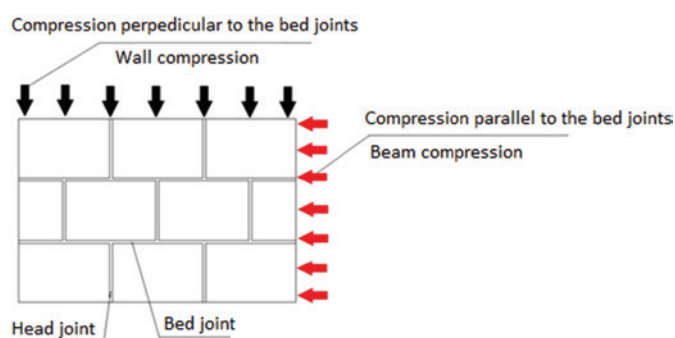


Figure 4
Compression load directions [8]

fully grouted. Ring, Das and Stubbs (2012) [8], when analyzing the resistance of grouted prisms (compressive strength of masonry parallel to horizontal joints) and reinforced structural masonry beams (compressive strength of masonry perpendicularly to horizontal joints), stated that the compressive strength of the masonry parallel to the horizontal joints was approximately 53% higher, compared to the compressive strength of the masonry in the other direction. Table 1 shows the equations specified by international coded AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] and NBR 15961-1 (2011) [4] to design reinforced structural masonry beams and Table 2 shows the material and load coefficients adopted by each code. In NBR 15961-1 (2011) [4], in addition to using the coefficient of reduction of the steel strength (γ_s), the standard reduces the steel yield strength by 50%. In a simplistic way, this specification can be understood as an extra safety factor to the flexural design. According to Parsekian et. Al (2012) [1], this reduction not present in international codes as 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] and

Table 1

Expressions for the lever arm (z) and design bending moment (M_d) for reinforced structural masonry beams design from the codes AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] and NBR 15961-1 (2011) [4]

Code	Lever arm	Design bending moment (M_d)
AS 3700-2001 (2001)	$d \cdot \left[1 - \frac{0,60 \cdot A_{sd} \cdot f_{sy}}{(1,3 \cdot f'_m) \cdot b \cdot d} \right]$	$\phi \cdot f_{sy} \cdot A_{sd} \cdot d \cdot \left[1 - \frac{0,6 \cdot f_{sy} \cdot A_{sd}}{(1,3 \cdot f'_m) \cdot b \cdot d} \right]$
BS 5628-2 (2005)	$d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \gamma_{mm}}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_{ms}} \right) \leq 0,95 \cdot d$	$\frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_{ms}} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \gamma_{mm}}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_{ms}} \right) \leq \frac{0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2}{\gamma_{mm}}$
NBR 15961-1 (2011)	$d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d$	$A_s \cdot f_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$

Note: According to NBR 15961-1 (2011): $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ and $f_s = 0,5 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Table 2

Values of the material reduction or safety coefficients from the codes AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] and NBR 15961-1 (2011) [4]

AS 3700-2001 (2001)	BS 5628-2 (2005)		NBR 15961-1 (2011)	
ϕ	γ_{mm}	γ_{ms}	γ_m	γ_s
0.75	2.3	1.5	2.0	1.5

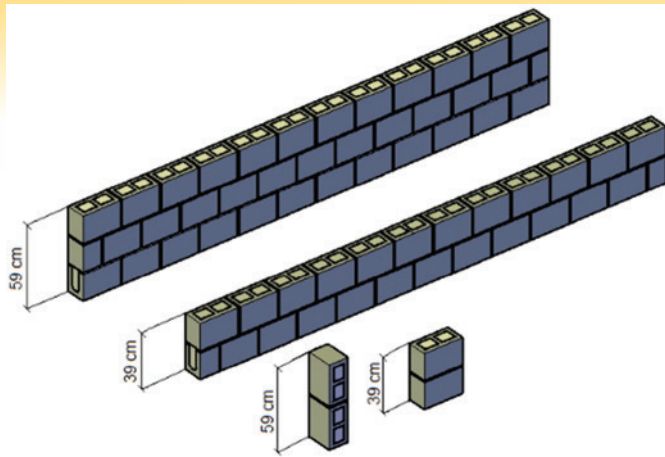


Figure 5
Specimens tested

CSA S304.1-04 (2004) [5]. It is considered in the Brazilian code due to the limited number of researches on structural masonry beams and because of questioning on the perfect adhesion condition between the grout and masonry interfaces.

In relation to the maximum masonry strain at ultimate moment, the standards AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] and NBR 15961-1 (2011) [4] specify its value as 3.5‰, while CSA S 304.1-04 (2004) [5] adopts the value of 3.0‰. In the work carried out by Suter And Fenton (1986) [7], the authors obtained the average masonry flexural compression as 3.4‰.

Table 3
Grout and mortar mix proportions

Grout	Mortar
Cement: Lime: Fine Aggregate: Coarse Aggregate	Cement: Lime: Fine Aggregate
Mix proportion by volume: 1 : 0.10 : 1.50 : 1.60 Mix proportion by mass: 1 : 0.05 : 2.40 : 2.30 Water/Cement ratio = 0.65	Mix Proportion by Volume: 1 : 2.50 : 4.50 Mix Proportion by Mass: 1 : 1.34 : 7.19 Water/Cement Ratio = 1.70

On the cracking pattern of reinforced structural masonry beams, when analyzing the contribution of the transverse reinforcement to the shear strength, Fereig [11] concluded that the cracks are spread along the horizontal and vertical joints, also observed by Landini (2001) [12] and Ramos (2012) [13].

2. Materials and experimental program

Twelve reinforced structural masonry were tested to pure bending, with varying heights - beams of 2 and 3 courses – and longitudinal reinforcement. The first course was always built with beam-blocks and the other courses with hollow blocks. Seven beams had the transversal section of (14x39) cm and five beams had the transversal cross section of (14x59) cm.

Four special prims specimens with the grouted blocks laid by the largest lateral face, here called “lateral prism”, and four conventional grouted prims were also tested. Each type of prism was two-block high. The lateral prims had a total height of 59 cm and the conventional prims were 39-cm high. Figure 5 shows the types of beams and prims specimens at the research program.

Beam-blocks and regular hollow-blocks (concrete blocks) of dimensions (14x19x29) cm and (14x19x14) cm were used to manufacture the structural masonry beams. The lateral prisms and the regular prisms were assembled using regular hollow-concrete blocks (14x19x29) cm. According to NBR 6136 (2014) [14], the concrete blocks were classified as class A.

Grout, mortar, block and prism specimens, illustrated in table 3, were tested to axial compression, after 28 days of the specimens molding, obtaining the compression strength of each.



Figure 6
Prism construction

Table 4
Data of the reinforced structural masonry beams

Beam specimen	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)
V2F1	14	39	29.20	ϕ 10.0 mm = 0.80 cm ²
V2F2			31.00	
V2F3			31.00	
V2F4			30.50	ϕ 20.0 mm = 3.15 cm ²
V2F5			30.80	
V2F6			31.20	
V2F7			31.00	ϕ 25.0 mm = 5.00 cm ²
V3F1	59	53.00		
V3F2		52.40		
V3F3		51.60		
V3F4		51.60	ϕ 32.0 mm = 8.00 cm ²	
V3F5		52.80		

2.1 Specimens naming

When showing the results, the reinforced structural masonry beams will be described using 4 characters: The first is the letter V, abbreviation of beam (“Viga” in Portuguese), the second character if number 2 or 3 pursued depending on the number of coursed of beam (2 or 3 courses), the third character of the letter F (meaning “Fiada” as course in Portuguese), and the fourth character is the beam specimen numbering, from 1 to 7 for the 2-course (2F) beams, and from 1 to 5 for the 3-course (3F) beams.

2.2 Prism construction

The blocks used to build the lateral prims were positioned and wet before grouting, and after consolidated with an immersion vibrator. In the curing process, the grouted blocks were covered with a plastic film at the top for 5 days and, within this period, frequently wetted. After the curing period, they had one of the surfaces regularized with gypsum capping, the other was left without the regularization to receive the bedding mortar. The assembling sequence is illustrated in Figure 6.

2.3 Reinforced structural masonry beams construction

Firstly, the beam-block first course was assembled, uniting them with by the head joint bedding mortar throughout the beam-block transversal area. After 2 days of mortar curing, the reinforcement steel bars were mounted inside the beam-block channel. The structural masonry beams were reinforced with one positive longitudinal bar, with one negative longitudinal bar (stirrup-hold bar) and with one-leg stirrups along its length. The stirrups had end-hooks involving the top and bottom longitudinal reinforcement. Figure 7 (a) and 7 (b) detail the transversal cross section of each beam type.

In all beams, the stirrup diameter was 6.3 mm and the transverse reinforcement area equal to 4.4 cm²/m, which was dimensioned to avoid shear failure. Table 4 summarizes the reinforced structural masonry beams data.

With the positioning of the frame within the channel, the remaining courses were full-bedded laid with mortar. Grouting occurred after 2 days of mortar curing, when the beams were wet to reduce grout shrinkage problems, and the grout was consolidated with an immersion vibrator. The curing process consisted of covering the region of the exposed grout with a plastic film for 7 days and, during this period, they were frequently wetted.

To facilitate cracks visualization during the test, the beams were painted

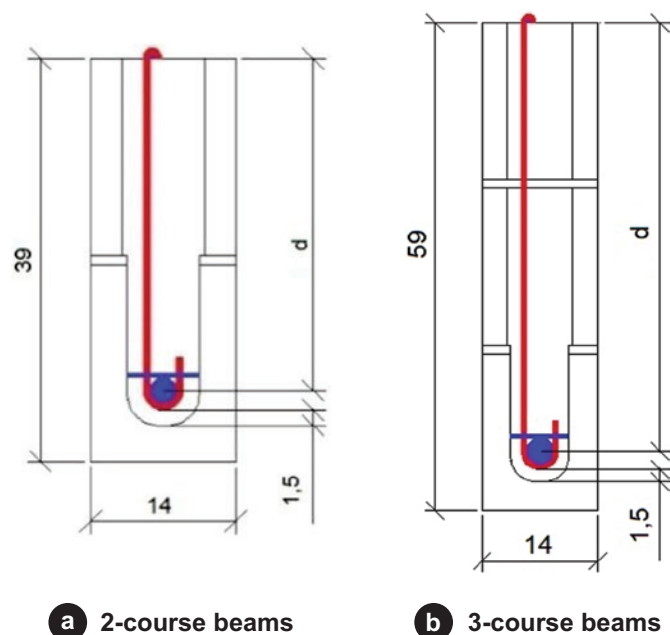


Figure 7
Cross section of the 2 and 3 course beams – dimensions in centimeter



Figure 8
Structural masonry beam to be tested

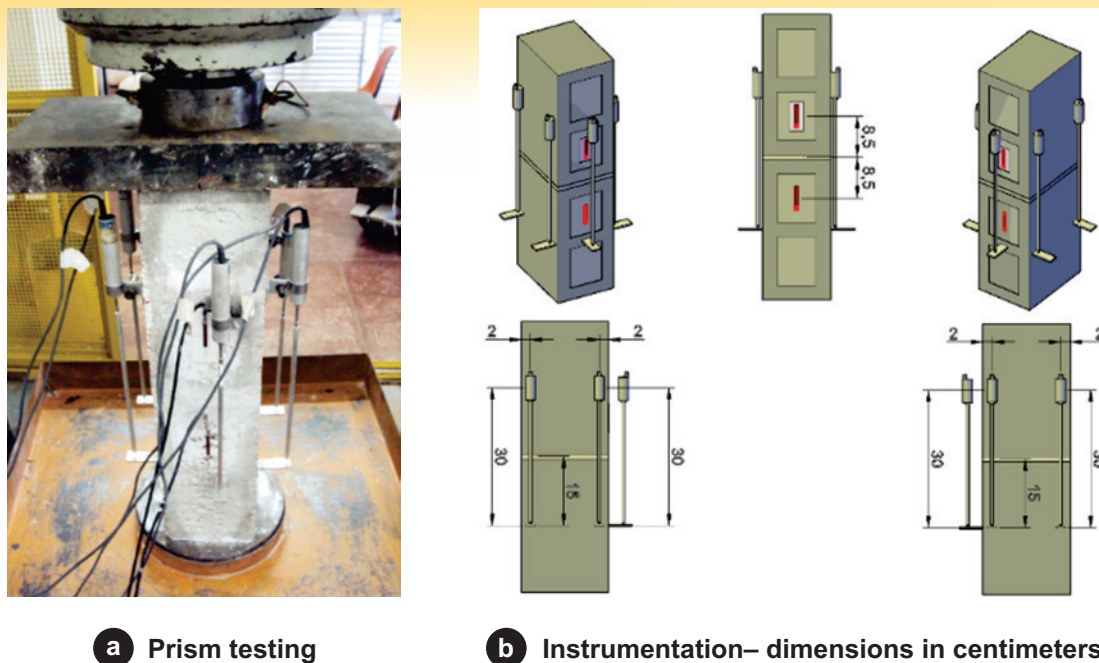


Figure 9
Lateral prism testing and instrumentation

with acrylic-resin-based paint (water-based acrylic paint) dissolved in water, into two coats so that it would not form a thick layer of the painting. The final result of the beams assemblage is shown in Figure 8.

2.4 Test instrumentation

In the prism’s simple compression testing, a hydraulic testing machine with a maximum capacity of 1,000 kN with spherical seat compression plates for loading application was used. In each prism, the shortening of the masonry in the axial compression was obtained by

the mean of the deformation of the 5 LVDTs fixed along the specimens, 4 on the sides and 1 in the front face. For the regular prisms testing, a hydraulic machine with a maximum capacity of 2,000 kN was used to obtain the compression strength. Figures 9 (a), 9 (b) and 10 show the test instrumentation scheme using during the lateral prism testing and during the regular prism testing, respectively. For pure bending testing of the beams, a simple supported span of 300 cm was designed to the 359-cm long beams, into four-point loading. In the case of the 2-course beams, wood beams were used to spread the load to each loading point. For the 3-course beam testing steel I-section were used to spread the load. Each load point was at a 30-cm distance center of the span, obtaining a 60-cm long region with pure bending moment, as illustrated in Figures 11 (a) and 11 (b). In each beam, one displacement transducer was placed at the mid-span at the top face of the beam to the masonry flexural shortening strain. One strain-gage was glued to the positive reinforcement bar, also at mid-span. Also, two displacement gages were placed on each of the beam face.



Figure 10
Regular prism testing

3. Results and discussions

3.1 Average compressive strength of blocks, mortar and grout

Table 5 summarize the average compressive strength of the mortar, grout and blocks used.

Table 5
Average compressive strength

Material	Average compressive strength (MPa)	Coefficient of variation (%)
Concrete block*	12.64	15.07
Grout	23.23	4.63
Mortar – (5 x 10) cm	6.68	4.88
Mortar – (4 x 4 x 4) cm	8.46	2.63

* Block strength related to the gross area

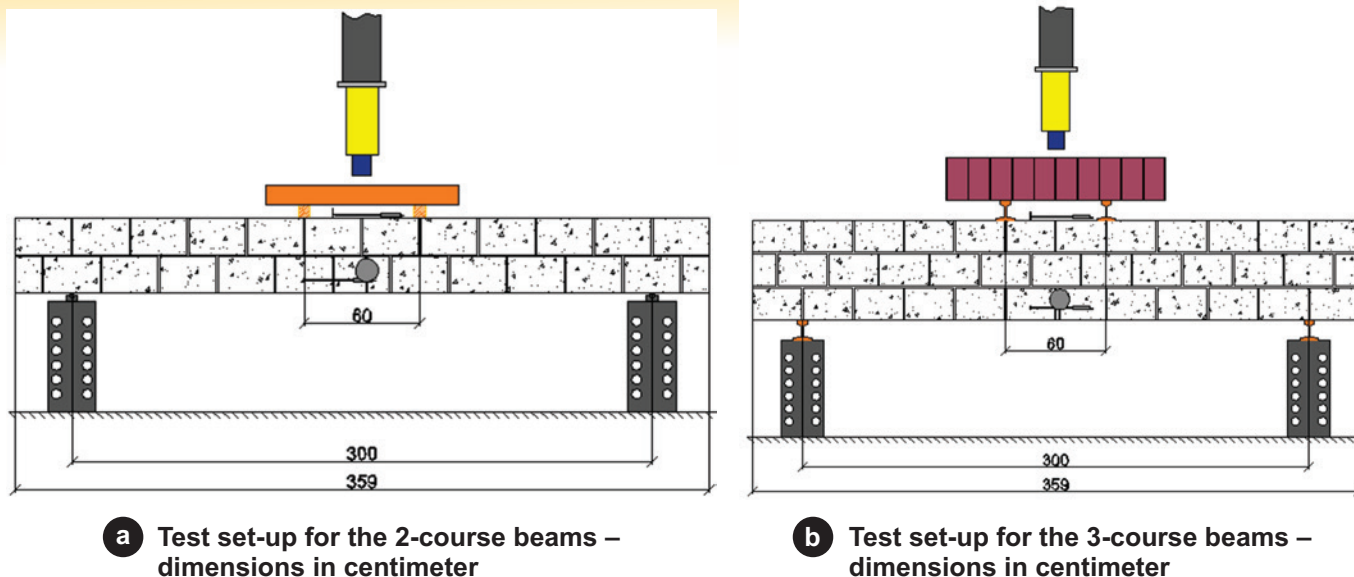


Figure 11
Four-point pure bending testing of the 2 and 3-course beams

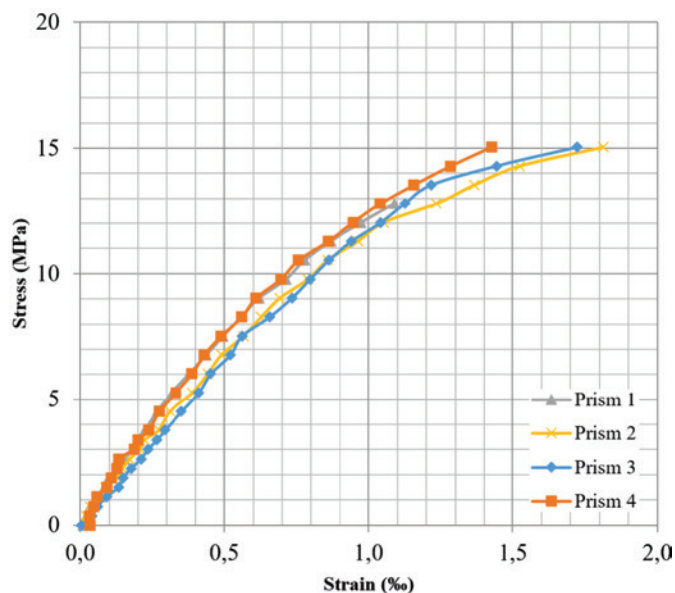


Figure 12
Stress vs Strain curve of the lateral prism

3.2 Results of the lateral prism and regular prism testing

The lateral prism and regular prism testing results, as well as the relationship between these two resistances, are shown in Table 6.

Using the loading data obtained by the load cell and the deformation data through the LVDT's, it was possible to plot the stress vs strain curve for the lateral prism specimens, as shown in Figure 12. In these curves it is noted that the curves for the 3 specimens (Prisma 2, Prisma 3 and Prisma 4) reach the stress of 15 MPa, which does not correspond with the maximum strength of each prism shown in Table 6. This occurs because the LVDTs lost their reading after this loading level. Thus, the curves include values only up to 15 MPa.

On the average, the compressive strength of the lateral prisms was 15.40 MPa, and that of the regular prisms of 20.37 MPa, with the mean ratio between these two resistances equal to 0.75. To calculate the ultimate theoretical bending moment, the average compressive strength of the lateral prisms was used. The ultimate masonry shortening strain of each lateral prism was also measured, and from that the average ultimate masonry strain into axial compression was calculated equal to 1.65%.

The mode of rupture of the prisms was the result of the lateral deformation of the stressed grout pressing the lateral walls of

Table 6
Results from the lateral prism and regular prism testing

Lateral prism		Regular prism		Ratio ¹
Test specimen	Compressive strength (MPa)	Test specimen	Compressive strength (MPa)	
1	13.31	1	18.53	0.72
2	14.87	2	19.16	0.78
3	15.66	3	21.03	0.75
4	17.73	4	22.75	0.78
Average	15.40	2	20.37	0.75

¹Ratio: relation between the compressive strength of the lateral prism to the regular prism.



Figure 13
Lateral prism after testing

the block, causing the rupture of the assemble, as shown in Figure 13.

3.3 Results of the reinforced structural masonry beams testing

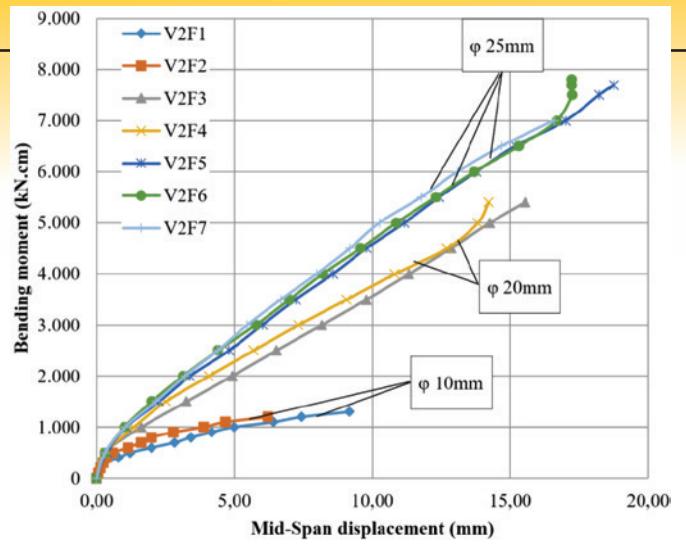
The bending moment vs beam displacement at mid-span curves obtained from the four-point testing on the 2 and 3-course beams are illustrated in Figures 14 (a) and 14 (b).

The increase in the number of the beams courses was the main factor for increasing the beam stiffness. Looking at the plot, the change in the curve slope at the beginning of the test indicates the moment that each beam started to crack. Table 7 show the average cracking moment for each set of beams teste. Those values where estimated from the data readings and visual observation. From the instrumentation used in the beams, it is also able to plot

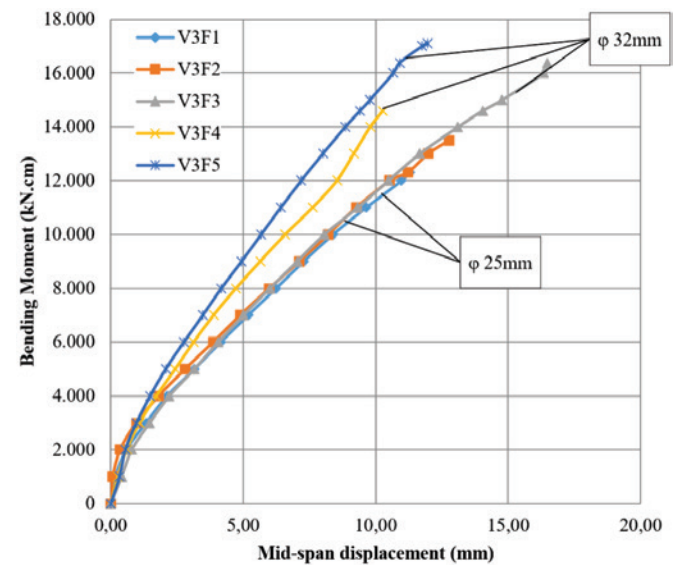
Table 7

Average values of the cracking moment for each beam type

Beam specimen	Cracking moment – average values (kN.cm)
V2F1	465
V2F2	
V2F3	
V2F4	
V2F5	
V2F6	
V2F7	
V3F1	2,070
V3F2	
V3F3	
V3F4	
V3F5	
	2,670



a 2-course beam



b 3-course beam

Figure 14
Bending moment vs mid-span displacement curve for the 2 and 3-course beams

the bending moment vs masonry strain curve and the bending moment vs steel strain curve, shown at Figures 15 and 16. It is observed that in Figure 16 there is no V3F3 beam curve because, for this specimen, the longitudinal reinforcement has not been instrumented with the strain gage.

The ultimate masonry deformation strain in the pure flexure region ranged from 1.55‰ to 5.90‰ and, on average, this ultimate strain was 3.35‰. The strain deformation of the steel at failure ranged from 1.74‰ to 3.98‰, showing that in none of the cases the steel reached 10‰, which is the limit allowed by NBR 15961-1 (2011) [4]. From masonry ultimate results in the axial compression testing (prism test) and in the pure bending testing (beam test), and from the strain of the steel at the ultimate load in the beam tests, it was adopted the values of 1.5‰, 3‰ and 5‰ for each of those strain values, respectively, to determine the neutral axis position of reinforced structural masonry beams ultimate load, as shown in Figure 17.

To calculate the ultimate bending moment of the reinforced structural masonry beams, Eq. (2) was used, obtained

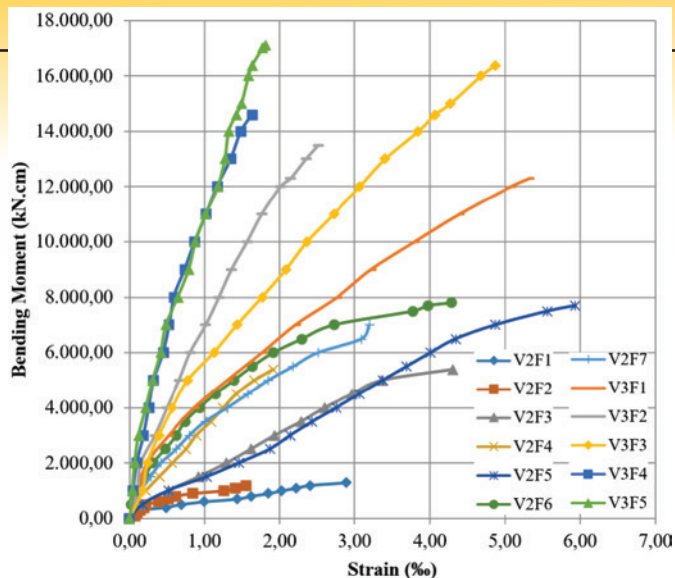


Figure 15
Bending moment vs masonry strain at the upper fiber of mid-span section curve for the 2 and 3-course beams

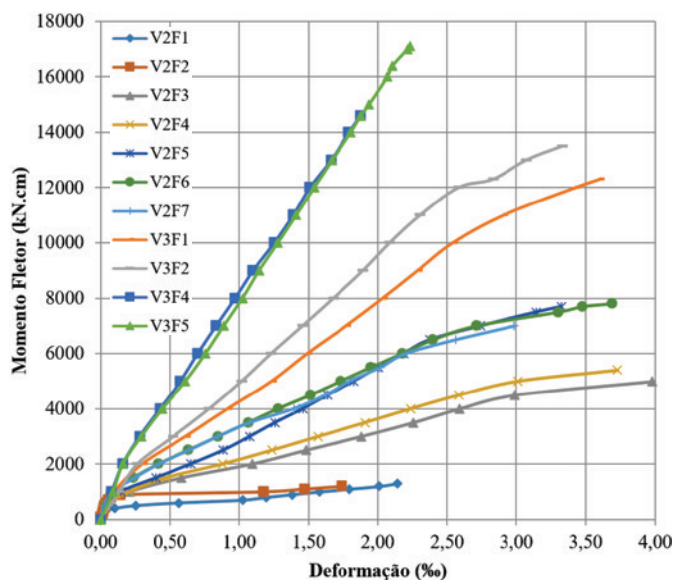


Figure 16
Bending moment vs positive longitudinal reinforcement steel bar strain at the mid-span section curve for the 2 and 3-course beams

Table 8

Comparison between the ultimate experimental and theoretical bending moments

Specimen	$M_{u,Exp}^1$ (kN.cm)	$M_{u,Teo}^2$ (kN.cm)	Ratio ³ (%)
V2F1	1,316.40	1,130.87	85.91
V2F2	1,186.04	1,202.87	101.42
V2F3	5,360.44	4,306.84	80.34
V2F4	5,404.80	4,228.09	78.23
V2F5	7,727.40	6,249.61	80.88
V2F6	7,830.60	6,349.61	81.09
V2F7	7,202.40	6,299.61	87.47
V3F1	12,333.57	11,799.61	95.67
V3F2	13,576.06	11,649.61	85.81
V3F3	16,391.97	16,927.01	103.26
V3F4	14,617.20	16,927.01	115.80
V3F5	17,184.60	17,407.01	101.29

¹ Ultimate moment obtained experimentally; ² Ultimate moment obtained theoretically; ³ Ratio: relationship between the ultimate experimental and theoretical bending moment.

through the balance of forces for the model illustrated in Figure 18.

$$M_{u,teo} = A_s \cdot f_{yk} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{pm}} \right) \quad (2)$$

Thus, with the data in Table 1, using the steel characteristic yield strength $f_y = 500$ MPa and masonry average compression strength $f_{pm} = 15.40$ MPa, it was possible to perform the comparison between the ultimate experimental and theoretical bending moments, illustrated in Table 8. No reduction in steel yield strength, as specified by the NBR 15961-1 (2011) [4], was considered because it was not verified the occurrence of the any separation at the grout/block interface or at the reinforcement bar /grout interfaces after the beam's failure. From Table 8, one can note that the results of the predicted theoretical values are close to those

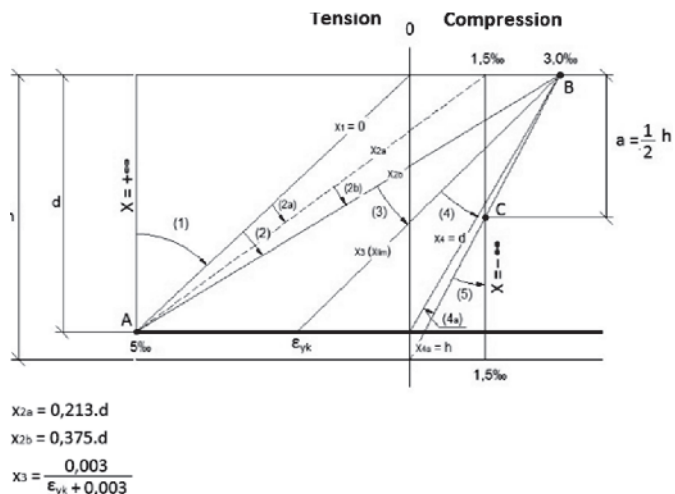


Figure 17
Proposed deformation domains for reinforced structural masonry beams

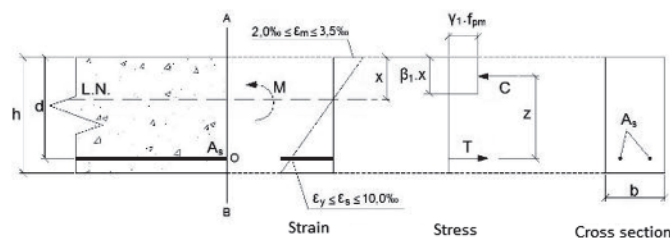


Figure 18
Flexural section design model

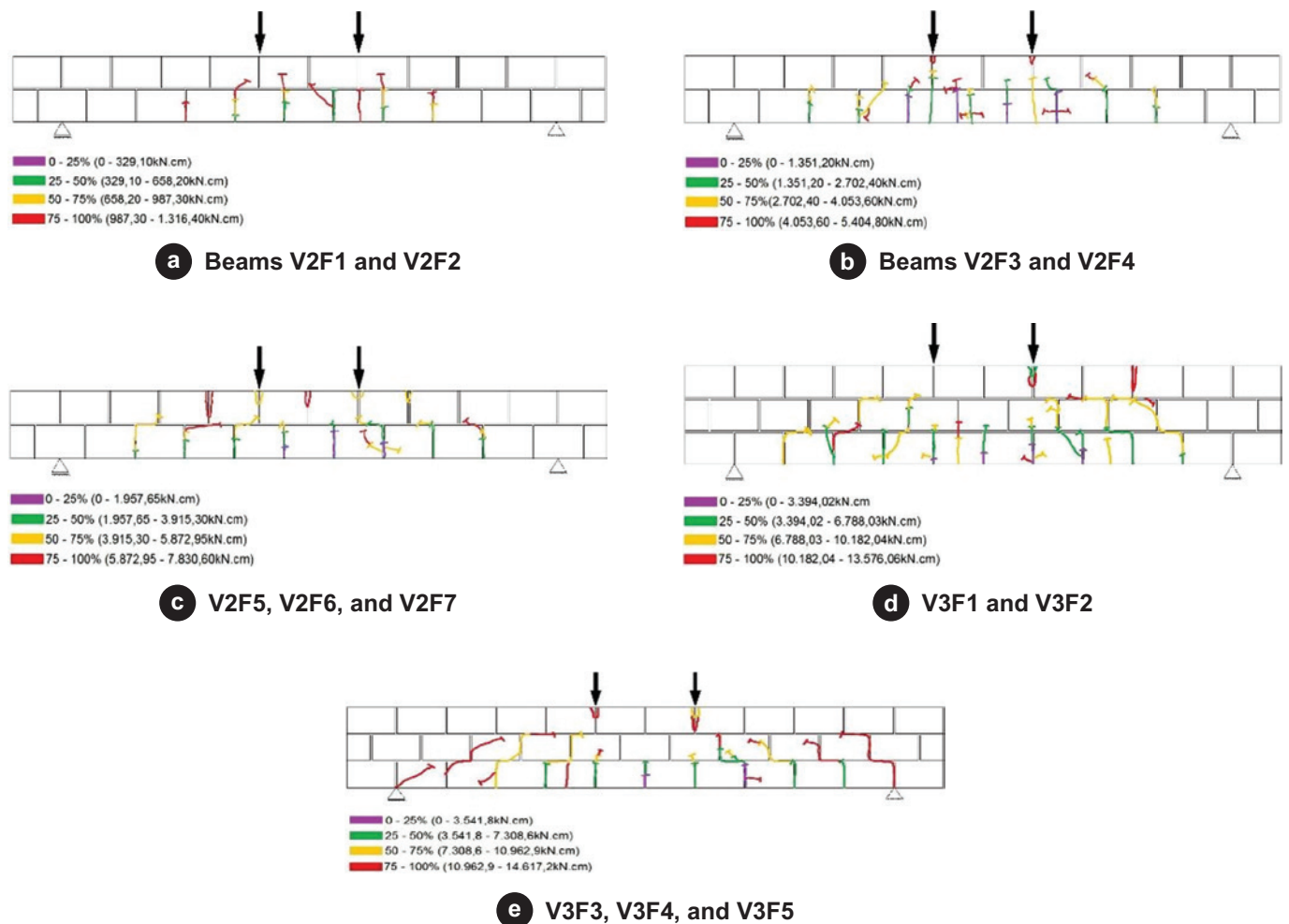


Figure 19
Reinforced structural masonry beams cracking history

obtained in the tests. The values theoretically calculated results between 22% lower (conservative) and 3% higher (practically equal) to those of the test results. Therefore, there is no reason to reduce the yield strength in steel in concrete block beams and is worth the same theory of reinforced concrete beams.

Regarding the cracking pattern of the beams, it was observed, in most cases, cracks at the vertical and horizontal joints. With increasing loading, the cracks propagated in the direction of the load points. In the 3-course beams (V3F4, V3F5 and V3F6), that had the highest reinforcement rate, cracking occurred closer to the supports, indicating some influence of the shear stresses to the cracking, and probably those beams behavior is closer to the truss model than to the adopted bending model. The cracking history of each beam group is illustrated in Figures 19 (a) up to 19 (e).

4. Conclusions

Based on the results obtained, it was concluded that:

1. From the axial compression testing, on average, the compressive strength of the masonry parallel to the horizontal

joints corresponds to 75% of the compressive strength of the masonry in the other direction (perpendicular to the horizontal joints);

2. With the insertion of more block course, there was an increase in stiffness of the structural masonry beams;
3. During the flexural testing, the cracks emerged predominantly in the vertical and horizontal joints;
4. The design-model used for the dimensioning of the reinforced structural masonry beams section is satisfactory, providing values close to the experimental results;
5. There is no reason to reduce the steel yield strength in the flexural design of reinforced concrete block masonry beams and the same theory for reinforced concrete beams can be adopted; and
6. The ultimate masonry axial compression strain was 50% lower than ultimate masonry flexural compression strain.

5. Acknowledgement

Authors acknowledge the companies COPEL, ENGENHARIA,

INDUSTRIA E COMÉRCIO LTDA. And TECNOBENS, both from Araçatuba – SP, for the donation of concrete blocks and images. The Company Arcelormittal Brazil from Piracicaba – SP for the donation of steel reinforcement. And the City of Ilha Solteira – SP, for the donation of the aggregates.

6. References

- [1] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. "Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural", São Carlos: Edufscar, 2012. 625 p.
- [2] AUSTRALIAN STANDARD – AS. AS 3700-2001, "Masonry Structures," Standards Australia, Sydney, NSW, Australia, 2001, 191 pp.
- [3] BRITISH STANDARDS INSTITUTIONS – BSI. BS 5628:2, "Code of practice for the use of masonry – Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry" – Londres, 2005. 66 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15961-1, "Alvenaria estrutural - blocos de concreto: Projeto", Rio de Janeiro, 2011. 33 p.
- [5] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION – CSA. CSA S304.1-04, 2004a, "Design of Masonry Structures," Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada, 148 pp.
- [6] F. KHALAF, F.; GLANVILLE, J.; SHAHAWI, M. EL, "A Study of Flexure in Reinforced Masonry Beams," Concrete International Journal, Vol. 5, No. 7, July 1983, 46-55.
- [7] SUTER, G. T.; FENTON, G. A, "Flexural Capacity of Reinforced Masonry Members", *ACI Journal, Proceedings* V. 83, No. 1, Jan.-Feb. 1986, pp. 127-136.
- [8] RING, T, DAS, S. and STUBBS, D, "Compressive Strength of Concrete Masonry Beams", *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May-June 2012, pp.369-376.
- [9] ASTM C1314-12 (2012), "Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms", ASTM International, West Conshohocken, PA, 10 pp.
- [10] WONG, H. E.; DRYSDALE, R. G, "Compression Characteristics of Concrete Block Masonry Prisms", *Masonry: Research, Application and Problems*, ASTM STP 871, J.C. Grogan and J.T. Conway, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, pp. 167-177.
- [11] FERREIG, S. M, "Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement", *ACI Structural Journal*, V. 91, No.4, July-Aug. 1994, pp. 415-422.
- [12] LANDINI, F. S, "Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural". Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, 2001. 119 p.
- [13] RAMOS, A. P, "Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples". 2012. 78 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2012.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6136, "Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos", Rio de Janeiro, 2014. 10 p.

Experimental study of reinforced masonry beams

Estudo experimental do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada

J. S. CAMACHO ^a

jsc@dec.feis.unesp.br

<https://orcid.org/0000-0001-5145-7703>

L. F. CONTADINI ^a

l-contadini@bol.com.br

<https://orcid.org/0000-0001-5357-898X>

G. A. PARSEKIAN ^b

parsekian@ufscar.br

<https://orcid.org/0000-0002-5939-2032>

Abstract

An experimental program on reinforced concrete masonry beams was conducted aiming to better understand the behavior of reinforced masonry beams. The beams were designed to fail in flexure, assessing cracking patterns, maximum displacement, ultimate bending moment, and maximum flexural and axial compression strain. The experimental program included 12 reinforced masonry beam tested under flexure and built with bond-beam and hollow concrete blocks. Also, two type of prism were built and tested; one type stacked into the block greater dimension allowing testing with compression in the same direction as in the beams; and the second type as standard grouted prisms. Results indicate an average masonry compression strength parallel to bed joint 25% lower than the masonry compression strength in the other direction (perpendicular to bed joints). There was a significant increase on the beam stiffness due to the construction of one more block course. The model used to calculate the ultimate bending moment led to values close to the experimental result (difference of about 15%). Finally, the ultimate average shortening strain of masonry at axial compression was 50% lower than at flexural compression.

Keywords: beam, masonry, reinforced masonry, bending, ultimate strain, compressive strength.

Resumo

Com objetivo de contribuir com o melhor entendimento do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada, foi realizado o estudo experimental de vigas de alvenaria armada com blocos de concreto. Essas foram projetadas para ruptura à flexão, sendo analisando o modo de fissuração, a flecha, o momento fletor último, a deformação por encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples e na flexão. Foi desenvolvido um programa experimental no qual foram ensaiadas, à flexão simples, 12 vigas de alvenaria estrutural armada confeccionadas com canaletas e blocos de concreto. Para comparação entre resistência à compressão da alvenaria paralela e perpendicular às juntas horizontais, foram confeccionados e ensaiados dois tipos de prismas; 4 prismas grauteados, confeccionados com a maior dimensão dos blocos na vertical, simulando a ocorrência das tensões de compressão nas vigas (paralelas às juntas horizontais), e 4 prismas convencionais grauteados. Resultados mostraram que, em média, a resistência à compressão da alvenaria paralela às juntas horizontais foi 25% menor comparada com a outra direção (perpendicular às juntas horizontais). Houve um aumento significativo da rigidez das vigas devido à inserção de mais uma fiada. O modelo utilizado para o cálculo do momento fletor último conduziu a valores próximos dos experimentais (diferença de aproximadamente 15%). E em média, o encurtamento último da alvenaria na compressão simples foi 50% menor do que na flexão.

Palavras-chave: viga, alvenaria, alvenaria estrutural armada, flexão, deformação na ruptura, resistência à compressão.

^a Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

^b Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introdução

Vigas são elementos horizontais utilizados para vencer vãos sobre aberturas. Quando feitas em alvenaria podem ser construídas com tijolos, blocos canaletas ou ainda com blocos vazados. Usualmente são armadas, de maneira semelhante a vigas de concreto, permitindo expressivo aumento na resistência à flexão [1].

Recentemente, vigas de alvenaria estrutural armada foram empregadas até mesmo na estrutura dos pavimentos de transição, chamados de pilotis. Entretanto, sua utilização ainda é limitada, talvez pela falta de conhecimento. Assim, conhecendo-se mais sobre o comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada, as mesmas poderão ser empregadas com segurança com maior frequência. Algumas vantagens do uso de vigas de alvenaria armada são:

- Redução de fôrmas, uma vez que os blocos de concreto do tipo canaleta utilizados nas vigas de alvenaria estrutural servem como tal;
- Redução do custo com mão de obra (carpinteiro) para a fabricação das vigas de alvenaria estrutural e;
- Diminuição no custo final da obra se os itens acima forem considerados nos custos.

1.1 Comportamento e dimensionamento a flexão

Segundo [1], [2], [3], [4] e [5], as seguintes hipóteses são adotadas para o dimensionamento de alvenaria estrutural armada:

- Em qualquer seção, as forças interna estão em equilíbrio com as forças externas;
- Seções planas antes da flexão permanecem planas após, considerando que as deformações ao longo da seção são lineares, proporcionais à distância até a linha neutra;
- A resistência a tração da alvenaria é considerada nula, após sua fissuração;
- Tanto o aço quanto a alvenaria tem comportamento elástico

linear para cargas de serviço, levando a linha neutra a passar pelo centroide da seção transversal fissurada equivalente e;

- Perfeita aderência entre o graute e a armadura.

Diferentes estágios de comportamento (conhecidos com estádios) são observados, conforme o aumento do carregamento em uma viga de alvenaria estrutural armada:

- **Estádio I (Seção não fissurada):** quando a tensão na fibra do bordo tracionado é inferior a resistência de tração da flexão da alvenaria ($M < M_{cr}$), com diagrama momento-curvatura indicada na curva A da Figura 1. Antes do aparecimento de fissuras, as distribuições de tensões e deformações ao longo da seção são lineares, conforme a Figura 2 (a). As propriedades da seção podem ser calculadas pela seção equivalente, onde a área de aço é transformada em uma área de alvenaria que produz a mesma deformação, levando em conta a relação entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria;
- **Estádio II (Seção fissurada):** ao exceder o limite de resistência à tração da alvenaria, ocorrem fissuras no bordo tracionado que se propagam em direção a Linha Neutra (L.N.) até que seja possível se restabelecer o equilíbrio da seção. Nesta fase, na maioria dos casos, as tensões de compressão na alvenaria ainda serão muito pequenas, e o aço ainda não escoou. Como os dois materiais continuam a se deformar, o aumento de curvatura da seção é linear porém com rigidez sendo continuamente reduzida, conforme curva B da Figura 1. O momento da seção para cargas de serviço, M_s , deve estar nessa região. Até um certo limite de M , a seção fissurada irá continuar com comportamento elástico, como ilustra a Figura 2 (b). Ignorando a região da seção composta pela alvenaria sujeita a tração, o binário de forças (compressão e tração) são calculados utilizando a seção composta pela região de alvenaria comprimida (C) e "n" vezes a área de aço na região tracionada (T). Desta maneira, pode-se calcular as tensões e deformações.

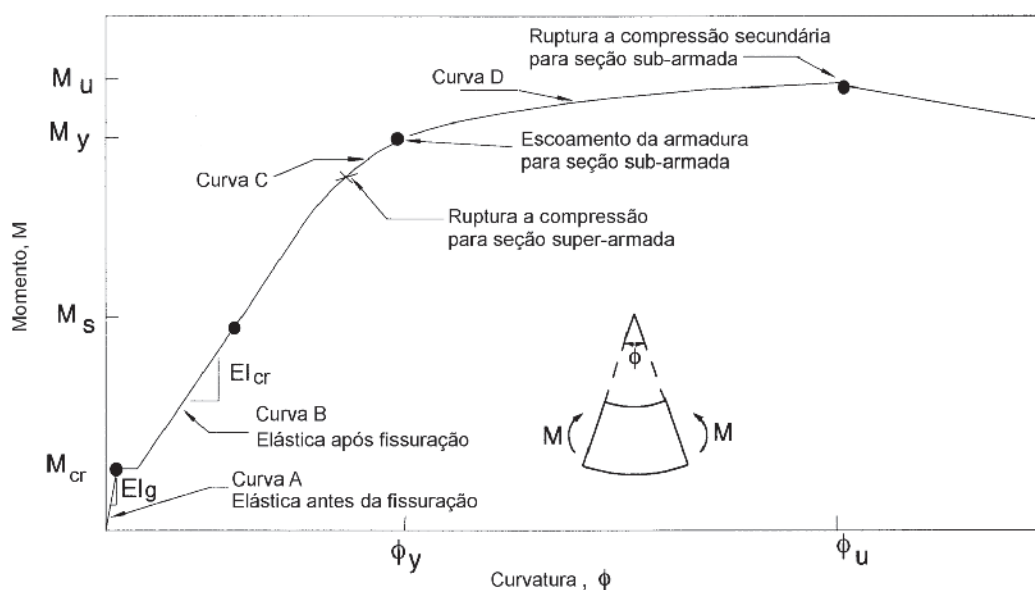


Figura 1
Diagrama momento-curvatura para vigas de alvenaria [1]

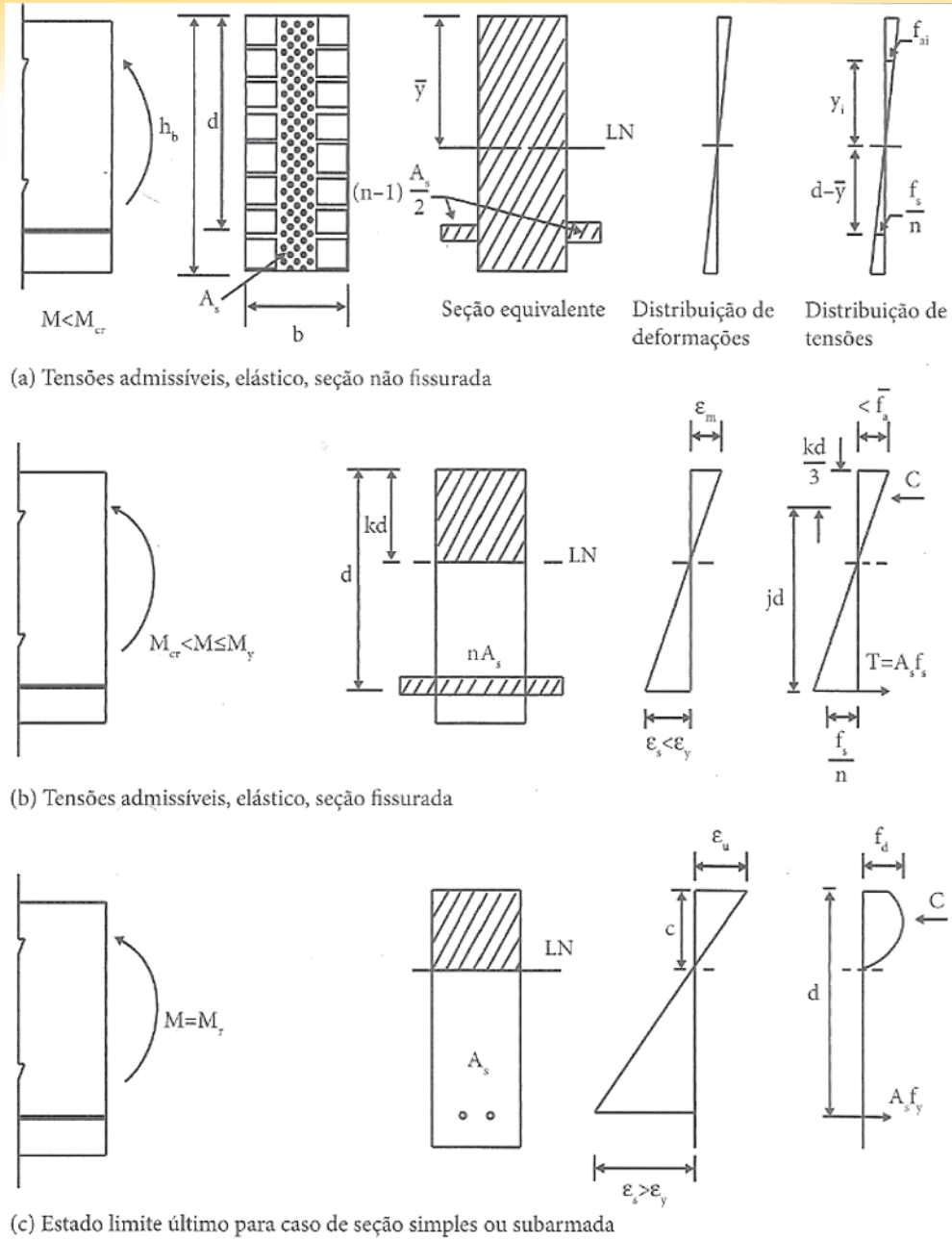


Figura 2
Análise de vigas armadas [1]

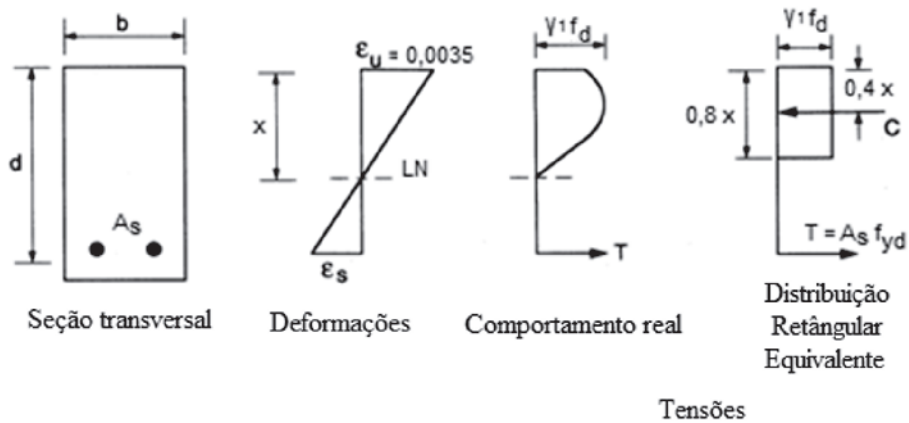


Figura 3
Seção no estado limite último [1]

■ **Estádio III (Estado Limite Último):** próximo ao momento de ruptura, as tensões na alvenaria passam a ser plásticas e um comportamento não-linear é observado, conforme curva C da Figura 1. Dependendo da quantidade de armadura, o escoamento da mesma (com $M = M_y$) pode ou não ocorrer antes do rompimento da alvenaria a compressão. Se a seção for superarmada, a alvenaria irá romper a compressão de maneira repentina (comportamento frágil); entretanto, se a seção for subarmada, a tensão de escoamento do aço define o momento máximo da seção, podendo-se calcular a máxima tensão de compressão na alvenaria nesse ponto, fazendo o equilíbrio da seção. Assim, alvenaria sob compressão está com comportamento não-linear e a deformação máxima na fibra do bordo mais comprimido é limitada pela máxima deformação da alvenaria ϵ_u , conforme ilustrado na Figura 2 (c). Os requisitos do projeto devem atender a condição de ductilidade da seção, garantindo a condição de escoamento da armadura. A força de tração será igual a:

$$T = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \tag{1}$$

Onde:

f_{yk} = Tensão de escoamento da armadura e;

γ_s = Coeficiente de minoração da resistência do aço.

Após o escoamento da armadura ($M > M_y$), para cada aumento de momento aplicado, o equilíbrio da seção transversal é estabelecido considerando o deslocamento da linha neutra em direção do bordo comprimido e, conseqüentemente, aumentando o braço de alavanca e tensão de compressão. Quando a viga é superarmada, a armadura não atinge a tensão de escoamento antes do limite de resistência e de deformação da alvenaria, fazendo com que a ruptura ocorra sem aviso, com pequenos deslocamentos, situação a qual o projetista deve evitar. Por este motivo, o comportamento dúctil obtido em seções subarmadas é desejável por conta da possibilidade de redistribuição de esforços para elementos menos solicitados após escoamento da armadura e, principalmente, pela possibilidade de se perceber avisos na viga, caracterizado por grande deslocamentos e aberturas de fissuras, antes de sua ruptura. No limite da seção subarmada, pode-se determinar o momento balanceado, onde ocorre ao mesmo tempo o escoamento da armadura e ruptura por esmagamento da alvenaria. Esta situação se caracteriza pelo melhor aproveitamento de ambos materiais [1].

O diagrama tensão-deformação da alvenaria não é linear e depende de vários fatores e propriedades dos materiais. A Figura 3 mostra a real distribuição de tensões na alvenaria em uma seção fletida e o diagrama retangular aproximado utilizado para o dimensionamento,

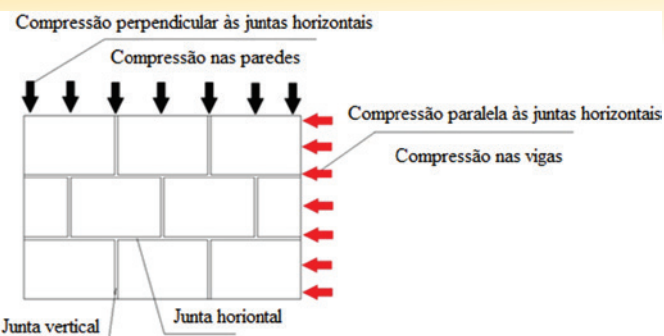


Figura 4
Sentido de atuação das tensões de compressão [8]

de maneira semelhante a seções de concreto armado [6] e [7]. As diferenças para o concreto armado incluem a substituição da resistência do concreto pela resistência da alvenaria (f_d) e a introdução do coeficiente “ γ_1 ” que leva em conta a direção da compressão.

1.2 Prescrições de normas

Diferente das paredes, onde as tensões de compressão atuam perpendicularmente às juntas horizontais, nas vigas de alvenaria estrutural armada estas tensões atuam paralelamente a estas juntas, conforme ilustração da Figura 4.

Para estimar a resistência da alvenaria e o módulo de elasticidade, é comum a realização do ensaio de prismas de 2 blocos com as tensões atuando perpendicularmente às juntas horizontais, devido a fácil montagem e manuseio deste tipo de corpo de prova. A partir do resultado obtidos para o corpo de prova descrito anteriormente, pode-se obter a resistência da alvenaria na outra direção (paralelamente às juntas horizontais) [2], [4] e [9].

Wong e Drysdale (1985) [10] afirmam que a resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais é aproximadamente 25% menor que a resistência à compressão da alvenaria perpendicularmente a estas juntas. A norma CSA 304.1-04 (2004) [5] recomenda que esta redução seja de 50%, assim como a NBR 15961-1 (2011) [4], caso o a região comprimida do elemento não esteja totalmente grauteada. No trabalho realizado por Ring, Das e Stubbs (2012) [8], ao analisarem a resistência de prismas grauteados (resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais) e vigas de alvenaria estrutural armada grauteadas (resistência à compressão da alvenaria perpendicularmente às juntas horizontais), os mesmos afirmaram que a resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais

Tabela 1

Expressões do braço de alavanca (z) e momento fletor de cálculo (M_d) utilizadas para o dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural armadas, segundo as normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4]

Norma	Braço de alavanca (z)	Momento fletor de cálculo (M_d)
AS 3700-2001 (2001)	$d \cdot \left[1 - \frac{0,60 \cdot A_{sd} \cdot f_{sy}}{(1,3 \cdot f'_m) \cdot b \cdot d} \right]$	$\phi \cdot f_{sy} \cdot A_{sd} \cdot d \cdot \left[1 - \frac{0,6 \cdot f_{sy} \cdot A_{sd}}{(1,3 \cdot f'_m) \cdot b \cdot d} \right]$
BS 5628-2 (2005)	$d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \gamma_{mm}}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_{ms}} \right) \leq 0,95 \cdot d$	$\frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_{ms}} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \gamma_{mm}}{b \cdot d \cdot f_k \cdot \gamma_{ms}} \right) \leq \frac{0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2}{\gamma_{mm}}$
NBR 15961-1 (2011)	$d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d$	$A_s \cdot f_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$

Observação: Na NBR 15961-1 (2011): $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ and $f_s = 0,5 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Tabela 2

Valores dos coeficientes de minoração utilizadas pelas normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4]

AS 3700-2001 (2001)	BS 5628-2 (2005)	NBR 15961-1 (2011)
ϕ	γ_{mn}	γ_{ms}
0,75	2,3	1,5
		γ_m
		2,0
		γ_s
		1,5

foi aproximadamente 53% maior, comparada com a resistência à compressão da alvenaria na outra direção.

Para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada, a Tabela 1 mostra as equações utilizadas pelas normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4] e a Tabela 2 mostra os coeficientes de minoração adotados pelas normas citadas.

Na NBR 15961-1(2011) [4], além de utilizar o coeficiente de minoração da resistência do aço (γ_s), a norma reduz em 50% a tensão de escoamento de cálculo. De uma maneira simplista, pode ser entendida como um fator extra de segurança no dimensionamento à flexão. Segundo Parsekian et. al (2012) [1], esta redução não encontrada em normas internacionais, como AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e CSA S304.1-04 (2004) [5], foi atribuída devido ao número limitado de pesquisas sobre vigas de alvenaria estrutural e também sobre a condição de aderência perfeita entre o graute e a alvenaria.

Com relação ao encurtamento máximo da alvenaria na flexão, diferente das normas AS 3700-2001 (2001) [2], BS 5628-2 (2005) [3] e NBR 15961-1 (2011) [4] onde este valor é adotado em 3,5%, a CSA S304.1-04 (2004) [5] adota o valor de 3,0%. No trabalho realizado por Suter e Fenton (1986) [7], os autores obtiveram o valor do encurtamento médio último da alvenaria na flexão de 3,4%.

Sobre o modo de fissuração de vigas de alvenaria estrutural armada, ao analisar a contribuição da armadura transversal na resistência ao esforço cortante, Fereig [11] concluiu que as fissuras, em sua maioria,

se propagam ao longo das juntas horizontais e verticais, fato observado também por Landini (2001) [12] e Ramos (2012) [13].

2. Materiais e programa experimental

Foram ensaiadas a flexão simples 12 vigas de alvenaria estrutural armada, com variadas alturas – vigas de 2 e 3 fiadas – e taxa de armadura longitudinal. Estas foram confeccionadas com a primeira fiada de canaleta de concreto e as demais fiadas com blocos de concreto. Do total de vigas, 7 possuíam seção transversal de (14x39) cm e 5 possuíam seção transversal (14x59) cm.

Foram ensaiados também 4 prismas especiais onde os blocos grauteados foram assentado sobre a face lateral, confeccionados com a maior dimensão dos blocos na vertical – o qual serão denominados por prismas laterais- e 4 prismas convencionais grauteados. Cada tipo de prisma continha 2 blocos de concreto. Os prismas laterais possuíam uma altura total de 59 cm e os prismas convencionais altura total de 39 cm. A Figura 5 mostra os tipos de vigas e de prismas estudados no trabalho.

Canaletas e blocos de concreto de dimensões de (14x19x29) cm e (14x19x14) cm foram utilizados para a confecção das vigas de alvenaria estrutural armada. Os prismas e prismas convencionais foram montados utilizando os blocos de concreto (14x19x29) cm. Segundo a NBR 6136 (2014) [14], os blocos de concreto foram classificados como Classe A.

O traço de graute e argamassa, ilustrados na Tabela 3, assim como os blocos de concreto utilizados na confecção das vigas, os prismas e os prismas convencionais foram ensaiados à compressão simples, após 28 dias da montagem de cada tipo de corpo de prova, obtendo a resistência média à compressão.

2.1 Nomenclatura adotada

Na apresentação dos resultados, as vigas de alvenaria estrutural armada serão descritas utilizando 4 caracteres: o primeiro é a letra V, abreviação de viga; o segundo e o terceiro serão o número 2 ou 3 prosseguido da letra F, dependendo do tipo de viga (2 ou 3 Fiadas); e o quarto é a numeração da viga que, para as vigas de 2 fiadas varia de 1 a 7 e para as vigas de 3 fiadas de 1 a 5.

2.2 Confecção dos prismas

Os blocos utilizados para a confecção dos prismas laterais foram posicionados e molhados para então receber o graute, o qual, após seu lançamento nos vazados dos blocos, foi adensado com

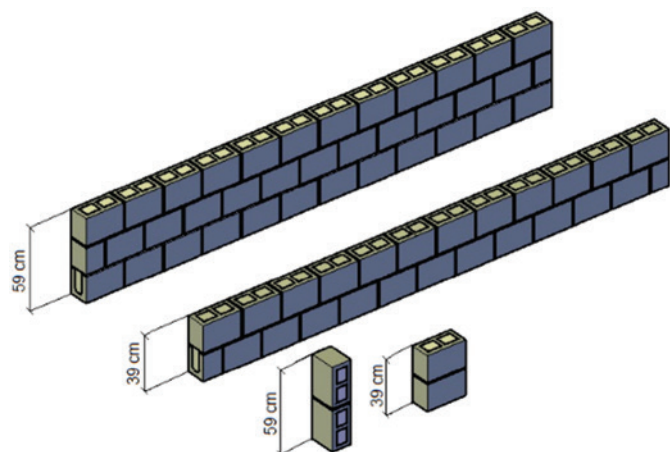


Figura 5
Elementos estudados no trabalho

Tabela 3
Traços de graute e argamassa

Graute	Argamassa
Cimento : Cal : Agregado miúdo : Agregado graúdo	Cimento : Cal : Agregado miúdo
Traço em volume: 1 : 0,10 : 1,50 : 1,60	Traço em volume: 1 : 2,50 : 4,50
Traço em massa: 1 : 0,05 : 2,40 : 2,30	Traço em massa: 1 : 1,34 : 7,19
Relação Água/Cimento = 0,65	Relação Água/Cimento = 1,70



Figura 6
Confecção dos prismas

vibrador de imersão. No processo de cura, os blocos grauteados foram cobertos com filme plástico por 5 dias e, neste período, molhados constantemente. Passado o período de cura, os mesmos tiveram uma das superfícies regularizada com gesso, a outra foi deixada sem a regularização para receber a argamassa de assentamento. A sequência seguida para a montagem dos prismas laterais está ilustrado na Figura 6.

2.3 Confecção das vigas de alvenaria estrutural armada

Primeiramente fez-se a montagem da primeira fiada de canaleta, unindo-as com argamassa disposta por toda a área transversal. Após 2 dias de cura da argamassa, a armação foi montada dentro da fiada de canaleta. As vigas de alvenaria estrutural foram armadas com uma barra compondo a armadura longitudinal e estribos de 1 perna em formato de gancho, envolvendo assim a armadura longitudinal e o porta estribo. As Figuras 7 (a) e 7 (b) detalham, em corte, a seção transversal de cada tipo de viga.

Em todas as vigas, o diâmetro utilizado no estribo foi de 6,3 mm e a taxa de armadura transversal de 4,4 cm²/m, a qual foi dimensionada para evitar a ruptura pelo esforço cortante. A Tabela 4 resume os dados das vigas de alvenaria estrutural armada.

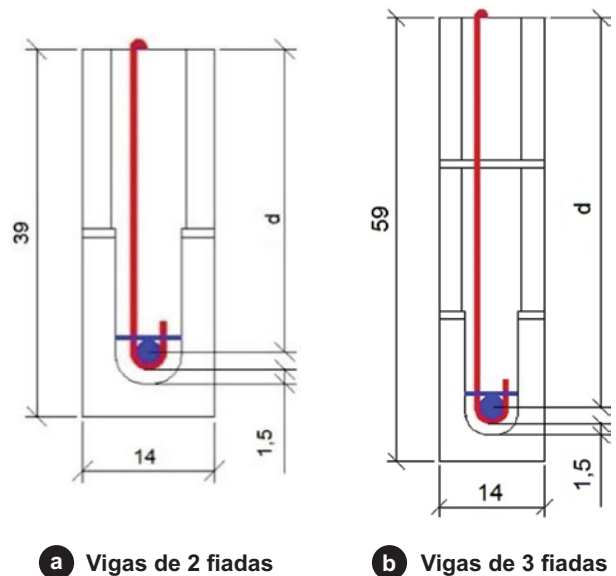


Figura 7
Corte da seção transversal das vigas de 2 e 3 fiadas – cotas em centímetro

Tabela 4
Dados das vigas de alvenaria estrutural armada

Viga	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)
V2F1	14	39	29,20	φ 10,0 mm = 0,80 cm ²
V2F2			31,00	
V2F3			31,00	
V2F4			30,50	
V2F5			30,80	
V2F6			31,20	
V2F7			31,00	
V3F1	59	59	53,00	φ 25,0 mm = 5,00 cm ²
V3F2			52,40	
V3F3			51,60	
V3F4			51,60	
V3F5			52,80	



Figura 8
Viga de alvenaria estrutural após sua confecção

Com o posicionamento da armação dentro da fiada de canaleta, as demais fiadas foram levantadas com o preenchimento total da argamassa. O grauteamento ocorreu após 2 dias de cura de argamassa, quando as vigas foram molhadas para evitar a retração do graute e o graute foi lançado e adensado com um vibrador de imersão. O processo de cura consistiu em cobrir a região do graute exposta com um filme plástico por 7 dias e, durante este período, as mesmas foram molhadas constantemente.

Para melhorar a visualização das fissuras durante o ensaio de flexão, as vigas foram pintadas com tinta à base de resina acrílica (tinta acrílica base d'água) dissolvida em água, em 2 demãos para que não se formasse uma camada espessa. O resultado final da confecção das vigas é mostrado na Figura 8.

2.4 Esquema de ensaio e instrumentação

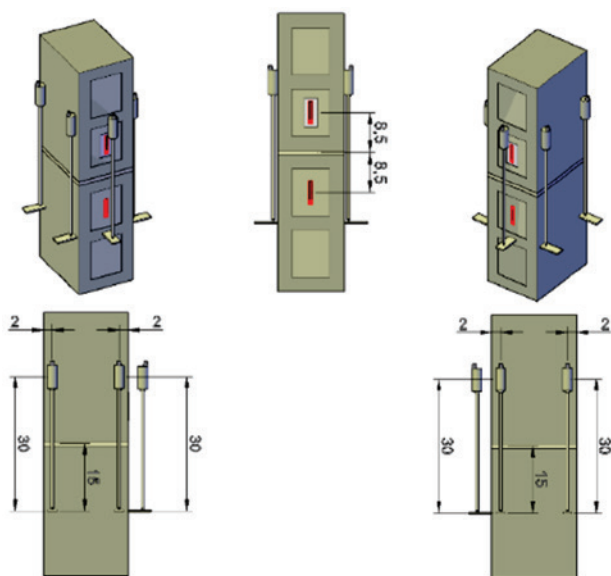
No ensaio de compressão simples dos prismas utilizou-se uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 1.000 kN, uma rótula e uma chapa de transição para aplicação do carregamento. Em cada prisma, o encurtamento da alvenaria na compressão simples foi obtido pela média das deformação dos 5 LVDTs fixados, 4 nas laterais e 1 na região frontal. Para o ensaio dos prismas convencionais, utilizou-se uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 2.000 kN, obtendo somente a resistência à compressão. As Figuras 9 (a), 9 (b) e 10 mostram o esquema de ensaio e de instrumentação adotados nos prismas laterais e o ensaio realizado nos prismas convencionais, respectivamente.

Para o ensaio de flexão simples das vigas, adotou-se o esquema estático biapoado, sendo o comprimento total e o vão teórico das vigas com dimensões de 359 cm e 300 cm, respectivamente.

O carregamento foi aplicado em 2 pontos: nas vigas de 2 fiadas, utilizou-se 2 elementos retangulares de madeira; enquanto nas vigas de 3 fiadas foram utilizado 2 perfis I metálicos. Cada ponto de transferência de carga estava a uma distância de 30 cm do centro do vão, obtendo uma região de momento fletor constante de 60



a Ensaio do prisma

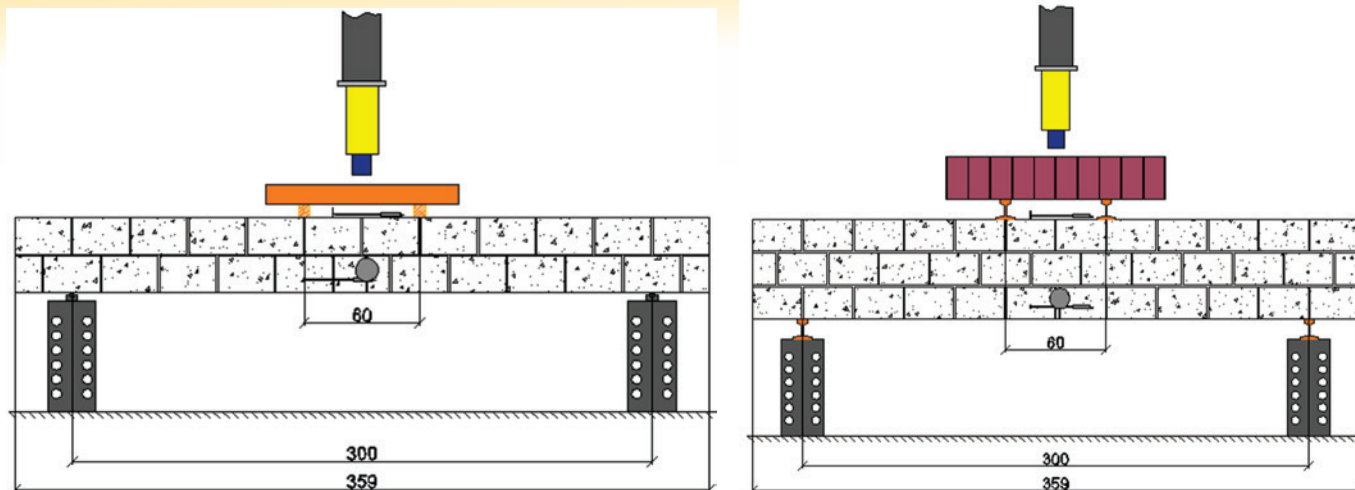


b Instrumentação utilizada – cotas em centímetros



Figura 10
Esquema de ensaio utilizado para os prismas convencionais

Figura 9
Esquema de ensaio e instrumentação adotados para os prismas



a Esquema de ensaio adotado para as vigas de 2 fiadas – cotas em centímetro

b (a)Esquema de ensaio adotado para as vigas de 3 fiadas – cotas em centímetro

Figura 11

Ilustração do ensaio de flexão simples nas vigas de 2 e 3 fiada

cm, conforme ilustram as Figuras 11 (a) e 11 (b). Em cada viga, para obter o encurtamento da alvenaria na flexão, o alongamento da armadura longitudinal e a flecha, foi utilizado 1 LVDT no topo, 1 strain gage na armadura longitudinal e 2 relógios comparadores situados 1 em cada lateral da viga, respectivamente.

3. Resultados e discussões

3.1 Resistência média à compressão dos blocos, argamassa e graute

A Tabela 5 mostra a resistência média à compressão da argamassa, do graute e dos blocos utilizados.

3.2 Resultados obtidos para os prismas e prismas convencionais

Os resultados de resistência à compressão dos prismas laterais e prismas convencionais, assim como a relação entre estas duas resistências estão indicadas na Tabela 6.

Tabela 5

Resistência média à compressão

Material	Resistência média à compressão (MPa)	CV (%)
Bloco de concreto*	12,64	15,07
Graute	23,23	4,63
Argamassa - (5x10) cm	6,68	4,88
Argamassa - (4x4x4) cm	8,46	2,63

* Resistência dos blocos obtida em reação a área bruta

Utilizando os dados de carregamento obtidos pela célula de carga e os dados de deformação por meio dos LVDT's, foi possível desenvolver o gráfico Tensão x Deformação para os prismas laterais, conforme a Figura 12. Desse gráfico, nota-se que as curvas em três casos (Prisma 2, Prisma 3 e Prisma 4) chegam até a resistência de 15 MPa, o que não corresponde com a resistência máxima de cada prisma mostradas na Tabela 6. Este fato ocorria pois os LVDTs perdiam a leitura após este

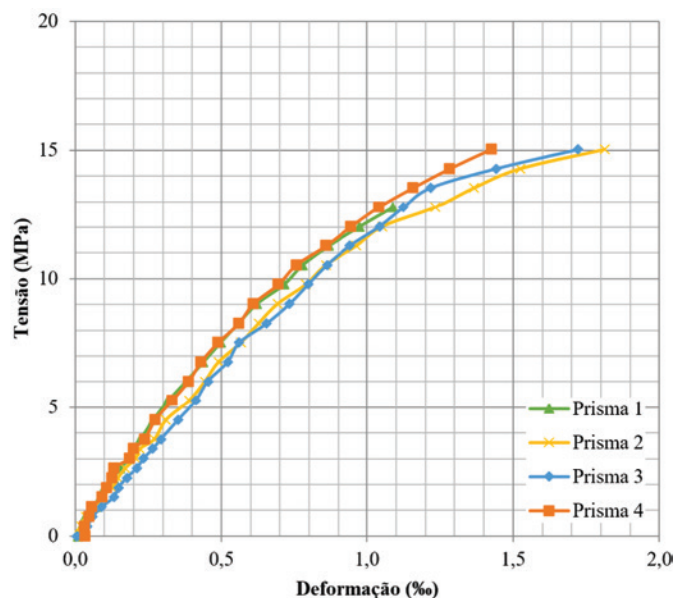


Figura 12

Gráfico Tensão x Deformação dos prismas laterais

Tabela 6

Resultados obtidos dos ensaios dos prismas e prismas convencionais

Prisma laterais		Prisma convencional		Ratio ¹
Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa)	Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa)	
1	13,31	1	18,53	0,72
2	14,87	2	19,16	0,78
3	15,66	3	21,03	0,75
4	17,73	4	22,75	0,78
Média	15,40	-	20,37	0,75

¹ Relação: relação entre a resistência à compressão do prisma e do prisma convencional



Figura 13
Prismas após o ensaio de compressão simples

nível de carregamento, devido a ruptura dos prismas. Assim, para compor as curvas foi utilizado os dados de deformação até o valor de tensão citada.

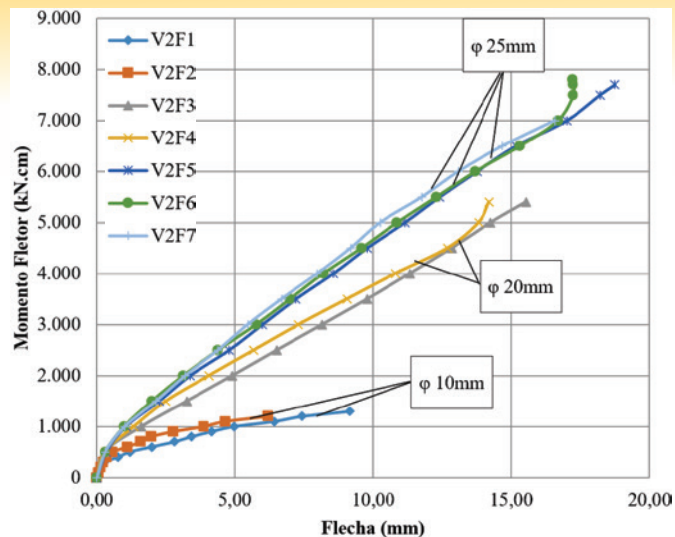
Em média, a resistência à compressão dos prismas laterais foi de 15,40 MPa, e a dos prismas convencionais de 20,37 MPa, sendo a razão média entre estas duas resistências de 0,75. Para o cálculo do momento fletor último teórico foi utilizada a resistência média à compressão dos prismas laterais. Com o encurtamento último da alvenaria de cada prisma lateral, pôde-se obter que encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples, igual a 1,65%.

O modo de ruptura dos prismas se dava pelo encunho das tensões, sendo que o graute pressionava as paredes laterais do bloco, ocasionando a ruptura do conjunto, conforme mostra a Figura 13.

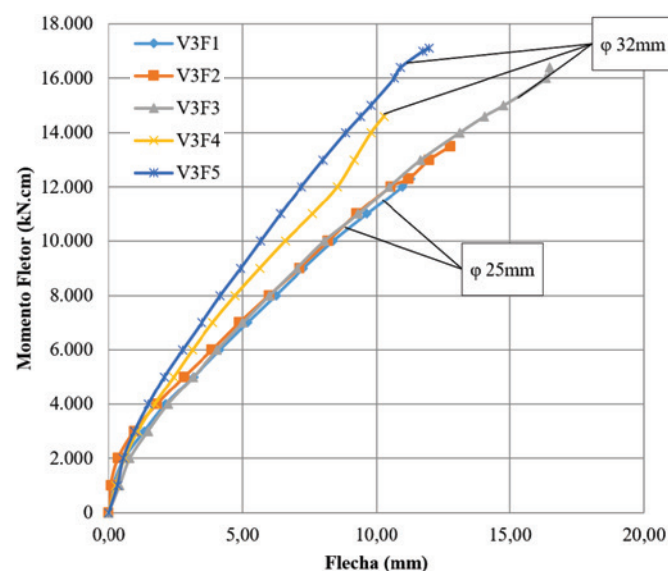
Tabela 7

Valores médios de momento fletor de fissuração para cada conjunto de viga

Viga	Momento de fissuração - valores médios (kN.cm)
V2F1	465
V2F2	
V2F3	
V2F4	
V2F5	
V2F6	
V2F7	
V3F1	2.070
V3F2	
V3F3	
V3F4	
V3F5	
V3F3	2.670
V3F4	
V3F5	



a 2-course beam



b 3-course beam

Figura 14

Gráfico Momento Fletor x Flecha para as vigas de 2 e 3 fiadas

3.3 Resultados obtidos para as vigas de alvenaria estrutural armada

As curvas Momento Fletor x Flecha obtido do ensaio de flexão simples realizado nas vigas de 2 e 3 fiadas estão ilustradas nas Figuras 14 (a) e 14 (b).

O acréscimo de fiada foi o fator preponderante para o aumento da rigidez das vigas. Nos gráficos, a mudança de curvatura no início indica o momento em as vigas começaram a fissurar. Na Tabela 7 estão elucidados os valores médios do momento de fissuração para cada conjunto de vigas ensaiadas, os quais foram calculados utilizando os valores de momento fletor de fissuração de cada viga ensaiada, obtidos por meio da observação da formação das primeiras fissuras e a carga aplicada pela célula de carga, lida pelo sistema de aquisição de dados.

Com a instrumentação utilizada nas vigas, pode-se também

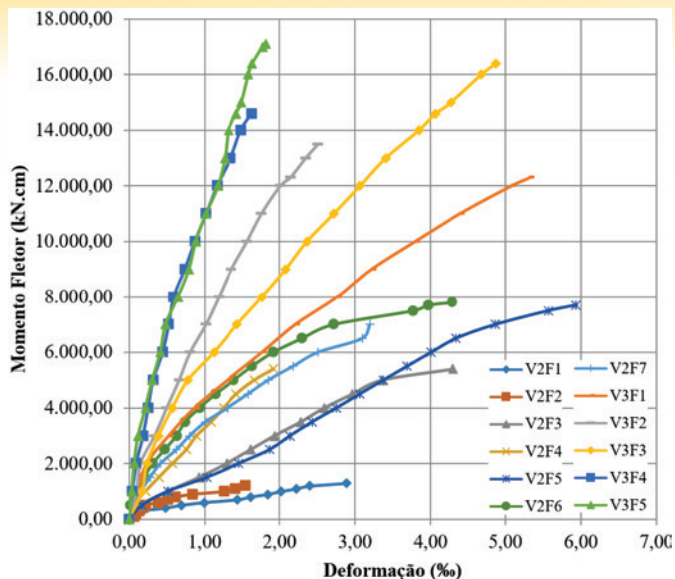


Figura 15
Gráfico Momento Fletor x Deformação da Alvenaria para as vigas de 2 e 3 fiadas

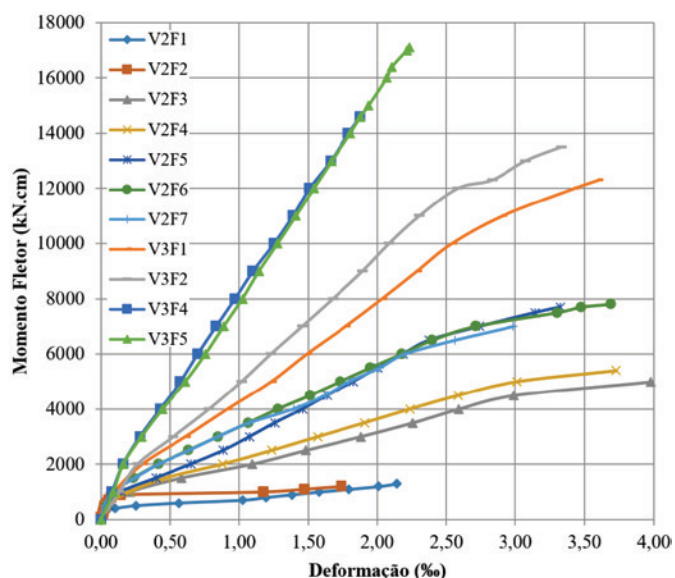


Figura 16
Gráfico Momento Fletor x Deformação do Aço para as vigas de 2 e 3 fiadas

desenvolver os gráficos Momento Fletor x Deformação da Alvenaria e Momento Fletor x Deformação do Aço, conforme ilustrados nas Figuras 15 e 16. Observa-se que na Figura 16 não há a curva da viga V3F3 pois, para este corpo de prova, a armadura longitudinal não foi instrumentada com *strain gage*.

O encurtamento último da alvenaria na flexão variou de 1,55‰ até 5,90‰ e, em média, este encurtamento foi de 3,35‰. Já o alongamento do aço variou de 1,74‰ a 3,98‰, mostrando que em nenhum caso o aço chegou a 10‰, que é o limite imposto pela NBR 15961-1 (2011) [4].

Com base nos resultados do encurtamento da alvenaria na compressão simples e na flexão, e do alongamento do aço na flexão, adotou-se os valores de 1,5‰, 3‰ e 5‰, respectivamente, para então propor os domínios de deformação para as vigas de alvenaria estrutural armada, como mostra a Figura 17, indicando a

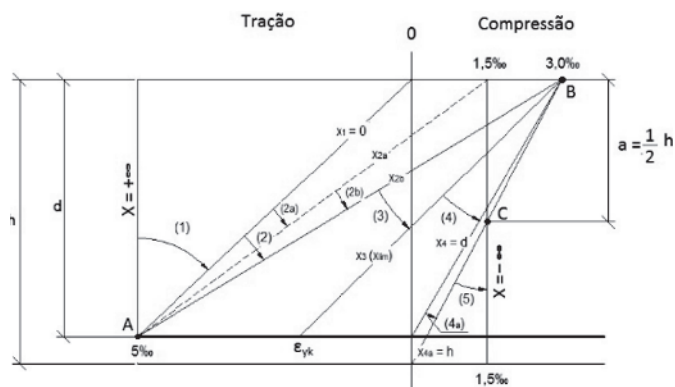
profundidade da Linha Neutra em função dos Domínios de Deformação pela letra x.

Para o cálculo do momento fletor resistente das vigas de alvenaria estrutural armada, utilizou-se da Eq. (2) obtida através do equilíbrio de forças para o modelo de cálculo ilustrado na Figura 18.

$$M_{u,teo} = A_s \cdot f_{yk} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{pm}} \right) \tag{2}$$

Assim, com os dados da Tabela 1, utilizando a resistência característica de aço ao escoamento $f_{yk} = 500$ MPa e a resistência média da alvenaria à compressão $f_{pm} = 15,40$ MPa, foi possível realizar a comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos, a qual está ilustrada na Tabela 8. Não foi considerada nenhuma redução de tensão do aço, conforme prevê a NBR 15961-1 (2011) [4], pois pelas observações realizadas, não fora verificada a ocorrência do descolamento nas interfaces do graute/bloco ou da armadura/graute após o rompimento das vigas. Conforme a Tabela 8, os resultados dos valores teóricos previstos são próximos aos obtidos nos ensaios. Os valores teoricamente calculados resultados entre 22% menor (conservador) e 3% superior (praticamente igual) aos dos ensaios. Portanto não há motivo para redução da tensão no aço em vigas de blocos de concreto e vale a mesma teoria de vigas de concreto armado.

Sobre o modo de fissuração das vigas, foi observado que, em sua maioria, as fissuras apareceram nas juntas verticais e horizontais e com o aumento do carregamento as mesmas se propagaram na direção dos pontos de aplicação de carga. Nas vigas de 3 fiadas que possuíam a maior taxa de armadura (V3F4, V3F5 e V3F6), a fissuração ocorreu mais próximas aos apoios e, como consequência do esforço cortante de maior intensidade, provavelmente as mesmas



$$x_{2a} = 0,213 \cdot d$$

$$x_{2b} = 0,375 \cdot d$$

$$x_3 = \frac{0,003}{\epsilon_{yk} + 0,003}$$

Figura 17
Domínios de deformação proposto para as vigas de alvenaria estrutural armada

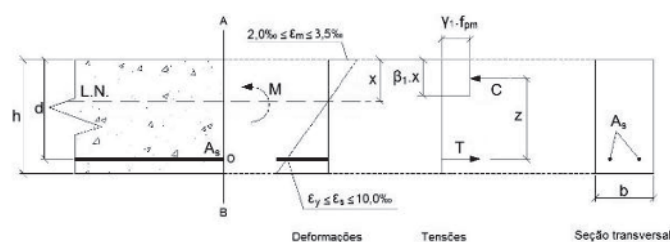


Figura 18
Modelo utilizado para o cálculo do momento fletor resistente

Tabela 8

Comparação entre os momentos fletores últimos experimentais e teóricos

Viga	$M_{u,Exp}^1$ (kN.cm)	$M_{u,Teo}^2$ (kN.cm)	Relação ³ (%)
V2F1	1.316,40	1.130,87	85,91
V2F2	1.186,04	1.202,87	101,42
V2F3	5.360,44	4.306,84	80,34
V2F4	5.404,80	4.228,09	78,23
V2F5	7.727,40	6.249,61	80,88
V2F6	7.830,60	6.349,61	81,09
V2F7	7.202,40	6.299,61	87,47
V3F1	12.333,57	11.799,61	95,67
V3F2	13.576,06	11.649,61	85,81
V3F3	16.391,97	16.927,01	103,26
V3F4	14.617,20	16.927,01	115,80
V3F5	17.184,60	17.407,01	101,29

¹ Momento último obtido experimentalmente; ² Momento último obtido teoricamente; ³ Relação: relação entre o momento fletor último experimental e teórico.

tenham trabalhado mais próximas do modelo de treliça do que do modelo de flexão adotado. O histórico de fissuração de cada grupo de vigas estão ilustrados nas Figuras 19 (a) até 19 (e).

4. Conclusões

Baseado nos resultados obtidos, concluiu-se que:

1. A partir dos ensaios de compressão simples, em média, a

resistência à compressão da alvenaria paralelamente às juntas horizontais corresponde a 75% da resistência à compressão da alvenaria na outra direção (perpendicular às juntas horizontais);

- Com a inserção de mais uma fiada, houve um aumento de rigidez das vigas de alvenaria estrutural armada;
- Durante o ensaio de flexão, as fissuras surgiam predominantemente nas juntas verticais e horizontais;

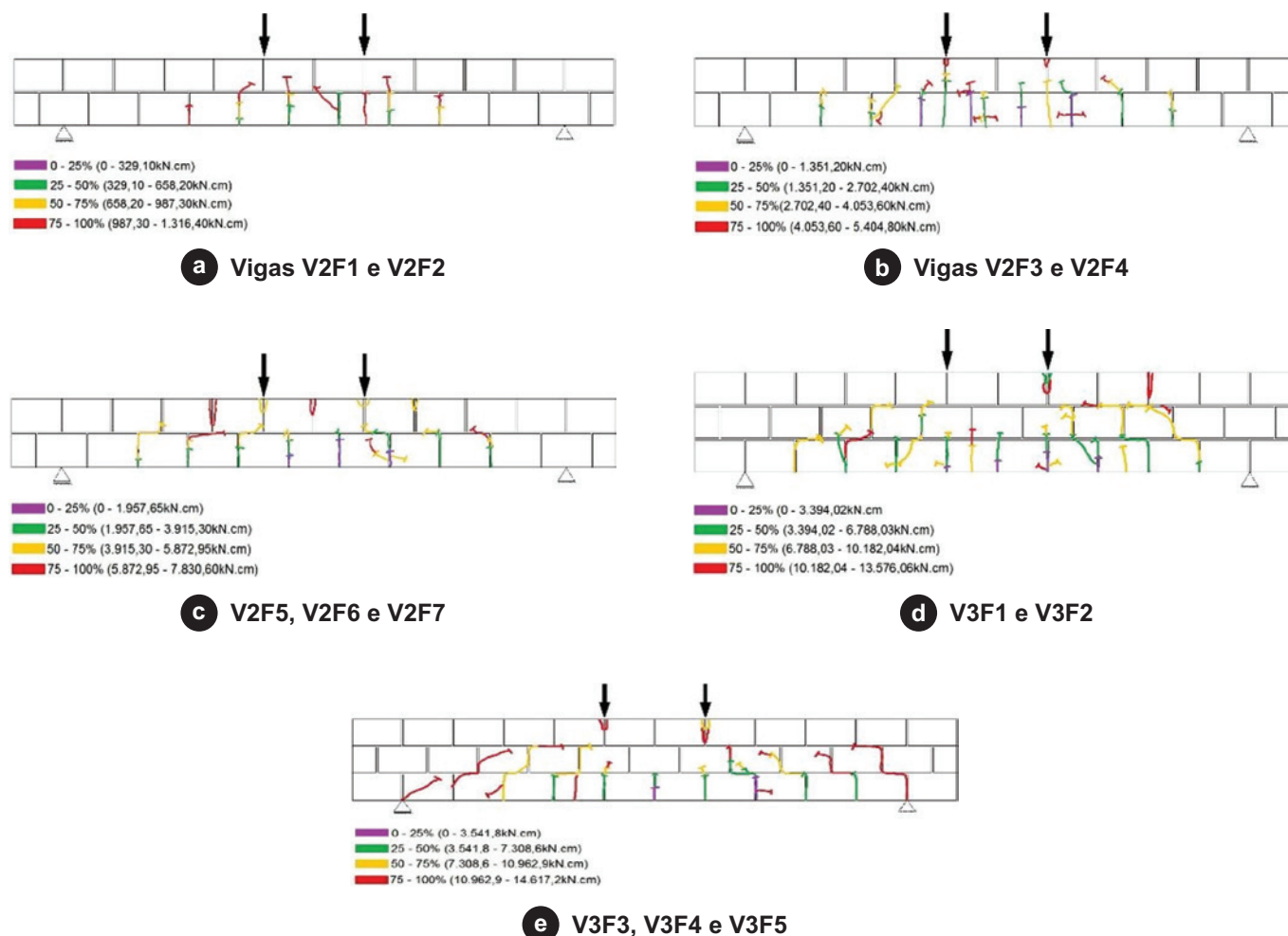


Figura 19

Histórico de fissuração das vigas de alvenaria estrutural armada

4. O modelo de cálculo utilizado para o dimensionamento das vigas de alvenaria estrutural armada é satisfatório, fornecendo valores próximos dos obtidos experimentalmente;
5. Não há motivo para redução da tensão no aço em vigas de blocos de concreto e vale a mesma teoria de vigas de concreto armado; e
6. O encurtamento médio último da alvenaria na compressão simples foi 50% menor do que na flexão.

5. Agradecimentos

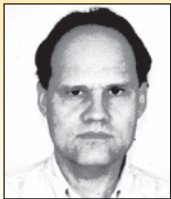
As empresas COPEL, ENGENHARIA, INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA. e TECNOBENS, ambas de Araçatuba – SP, pela doação dos blocos de concreto e pelas imagens cedidas. A empresa ArcelorMittal Brasil de Piracicaba – SP pela doação das barras de aço. E a Prefeitura Municipal de Ilha Solteira – SP, pela doação dos agregados.

6. Referências bibliográficas

- [1] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. "Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural", São Carlos: Edufscar, 2012. 625 p.
- [2] AUSTRALIAN STANDARD – AS. AS 3700-2001, "Masonry Structures," Standards Australia, Sydney, NSW, Australia, 2001, 191 pp.
- [3] BRITISH STANDARDS INSTITUTIONS – BSI. BS 5628:2, "Code of practice for the use of masonry – Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry" – Londres, 2005. 66 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15961-1, "Alvenaria estrutural - blocos de concreto: Projeto", Rio de Janeiro, 2011. 33 p.
- [5] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION – CSA. CSA S304.1-04, 2004a, "Design of Masonry Structures," Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada, 148 pp.
- [6] F. KHALAF, F.; GLANVILLE, J.; SHAHAWI, M. EL, "A Study of Flexure in Reinforced Masonry Beams," Concrete International Journal, Vol. 5, No. 7, July 1983, 46-55.
- [7] SUTER, G. T.; FENTON, G. A, "Flexural Capacity of Reinforced Masonry Members", *ACI Journal, Proceedings* V. 83, No. 1, Jan.-Feb. 1986, pp. 127-136.
- [8] RING, T, DAS, S. and STUBBS, D, "Compressive Strength of Concrete Masonry Beams", *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May-June 2012, pp.369-376.
- [9] ASTM C1314-12 (2012), "Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms", ASTM International, West Conshohocken, PA, 10 pp.
- [10] WONG, H. E.; DRYSDALE, R. G, "Compression Characteristics of Concrete Block Masonry Prisms", *Masonry: Research, Application and Problems*, ASTM STP 871, J.C. Grogan and J.T. Conway, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, pp. 167-177.
- [11] FERREIG, S. M, "Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement", *ACI Structural Journal*, V. 91, No.4, July-Aug. 1994, pp. 415-422.
- [12] LANDINI, F. S, "Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural". Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, 2001. 119 p.
- [13] RAMOS, A. P, "Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples". 2012. 78 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2012.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6136, "Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos", Rio de Janeiro, 2014. 10 p.

Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete frame-braced buildings

Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por pórticos de concreto armado



R. J. ELLWANGER ^a
ronaldellwanger@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5761-5167>

Abstract

This work aims to investigate the floors number influence on the instability parameter limit α_1 of reinforced concrete frame-braced buildings; it succeeds another work in this field of knowledge, in which the same question was investigated for wall- and core-braced buildings. Initially, it is showed how the ABNT NBR 6118:2014 (Brazilian code for concrete structures design) defines when a second order analysis is needed. Topics concerning to physical nonlinearity consideration and to the lateral deflection components of frames are also presented. It follows an analytical study that led to the derivation of a method for determining the limit α_1 as a function of the floors number and the relation between bending and shear stiffness. Finally, some examples are presented and their results are used for checking the method accuracy.

Keywords: instability, bracing structures, second order analysis.

Resumo

Este trabalho investiga a influência do número de pavimentos no limite α_1 do parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por pórticos de concreto armado; trata-se da seqüência de uma linha de estudos, na qual esta mesma questão foi investigada em edifícios contraventados por paredes e/ou núcleos. Inicialmente, mostra-se como a ABNT NBR 6118:2014 (norma de projeto de estruturas de concreto) define a necessidade ou não de se realizar uma análise de segunda ordem. Apresentam-se também tópicos relativos à consideração da não linearidade física e às componentes da deformação lateral dos pórticos. Segue-se um estudo analítico que resultou num método de determinação do limite α_1 em função do número de andares e da relação entre as rigidezes à flexão e ao corte. Na seqüência, são apresentados exemplos cujos resultados servem para aferir o grau de precisão do método investigado.

Palavras-chave: instabilidade, estruturas de contraventamento, análise segunda ordem.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introduction

1.1 Second order effects and the instability parameter

When acting simultaneously on a building bracing structure, gravity and wind loads can induce additional effects to those usually obtained in a linear or first order analysis. They are the second order effects, in whose computation (second order analysis) the material nonlinear behavior and the structure deflected shape (physical and geometric nonlinearities) must be considered.

Ellwanger [1] and Ellwanger [2] give a summary of the development of tall buildings stability analysis theory and practice, based on the Beck and König discrete model, shown in figure 1. In this model, with equally spaced floors, all bracing substructures are grouped in a single column, while all braced elements (bearing elements that don't belong to the bracing system) are replaced by an assemblage of hinged bars. W denotes the wind load applied on each floor, while P and V are the floor vertical loads, applied on the bracing substructures and braced elements, respectively. The loads W , P and V are considered with their characteristic values.

The above mentioned articles also show that, in order to compute the global bending moments on the building structure, including second order effects, the vertical loads acting on the bracing system are given by its own P loads added to the braced elements V loads. The development of the above mentioned stability analysis theory originates a constant α , as a function of the building height, its total vertical load and the bracing system horizontal stiffness. This constant is defined as the instability parameter, being expressed by equation (1). Another contribution of the aforesaid theory was to define a criterion according to that the second order effects may be neglected, provided that they don't represent an increase more than 10% on the first order effects. When applying this criterion to the global bending moment at the bracing system support, the instability parameter becomes limited to particular values.

The present Brazilian code for concrete structures design (ABNT NBR6118:2014, ABNT [3]) adopted the just mentioned criterion, determining in its section 15 that second order global effects are negligible when lower than 10% of the respective first order effects. In order to verify this possibility, the code presents two approximate procedures, being one of them based on the instability parameter; the code determines that in a symmetrical framed structure the second order effects may be neglected provided that its instability parameter α will be lesser than the value of α_1 , according to the expressions:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (1)$$

$$\alpha_1 = 0.2 + 0.1n \text{ for } n \leq 3 \quad \wedge \quad \alpha_1 = 0.6 \text{ for } n \geq 4 \quad (2)$$

n is the number of floors above the foundation or a slightly displaceable subsoil level. H_{tot} is the structure height, measured from the same level. N_k is the summation of all vertical loads acting on the structure (along the height H_{tot}), with their characteristic values. $E_{cs} I_c$ represents the summation of all columns stiffness values in the bracing direction. I_c is the moment of inertia considering the columns gross sections. E_{cs} is the secant elasticity modulus, expressed by:

$$E_{cs} = r E_{ci} = (0.8 + 0.0025 f_{ck}) E_{ci} \leq E_{ci} \quad (3)$$

f_{ck} is the concrete compressive characteristic strength. E_{ci} is the tangent elasticity modulus, being dependent of f_{ck} and the gravel material, according to the equations presented by item 8.2.8 of ABNT [3]. r is a coefficient relating E_{cs} with E_{ci} ; it is expressed by the second equality of equation (3) and is represented by a_1 in the code. E_{cs} , E_{ci} and f_{ck} are given in MPa.

Furthermore, the code determines different α_1 values, depending on the bracing structure type: the limit value $\alpha_1 = 0.6$, prescribed for $n \geq 4$, is generally applicable to building usual structures. It must be adopted for wall-columns assemblages and for rigid frames associated to wall-columns. It has to be increased until 0.7 in the case of bracing systems composed exclusively by wall-columns and must be reduced to 0.5 if there are only rigid frames.

Although not belonging to this work purpose, a mention deserves to be done to a computer aid method, based on the moment amplification factor g_z . Presented in 1991 by Franco and Vasconcelos [4], it also applies the criterion of 10% increase in relation to first order effects, to define if a second order analysis is or not needed. Furthermore, a great variety of powerful structural analysis softwares is nowadays available, allowing an accurate modeling of building structures.

In spite of the disposal of more advanced analysis tools, the instability parameter preserves its importance. On using it, the building structure is modeled as a single column, according to Ellwanger [1]. The utmost simplicity of this model facilitates the understanding of the system global behavior, specially the influence of the system total weight and lateral stiffness on its stability. In this way, the instability parameter has proved to be well fitted for the early stages of design, as the structure initial definition. Furthermore, I_c can be isolated in equation (1), originating a very simple way of determining, at the stage of pre-dimensioning, the minimum horizontal stiffness needed for second order analysis exemption.

In the specialized literature, the instability parameter has been

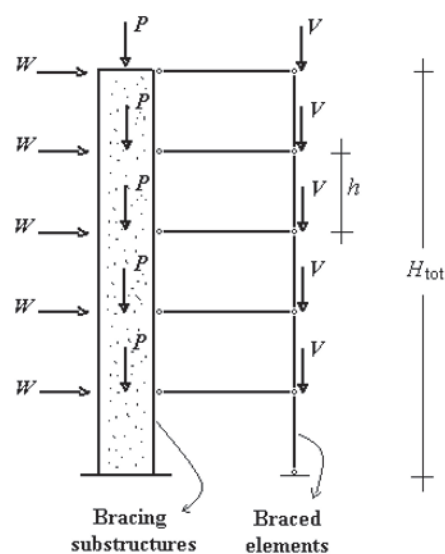


Figure 1
Discrete model of Beck and König

approached in several articles that deal with building structures global stability. Concerning this, some articles may be mentioned, as Alves e Feitosa [5], about structures with prestressed slabs; Cicolin e Figueiredo Filho [6], about structures consisting of slab bands and inverted border beams; and Freitas et ali [7], about the influence of columns compressive stress.

1.2 Reasons and targets of this work

Ellwanger [1] searched a way to define the limit α_1 of the instability parameter of bracing systems formed by assemblages of rigid frames and shear walls or cores, variable with the relation between their horizontal stiffness coefficients. The equation derived for this purpose revealed a good accuracy only for buildings with a great number of floors, resulting in significant errors for less than 30 floors. One of the search conclusions was that the formulation for performing such a prediction had necessarily to take into account the building floors number.

In a subsequent work, Ellwanger [2] searched a way to predict the limit α_1 for buildings braced exclusively by shear walls and cores, variable with the floors number. The investigation led to an equation that provided a very good accuracy for the analyzed examples. Succeeding the studies about this subject, the present work focuses on bracing systems constituted exclusively by rigid frames. Concerning to the instability parameter as a function of the floors number, ABNT [3] determines variable limits only for buildings with less than four floors. In its turn, the prescription of fixed limits (0.5, 0.6 or 0.7, depending on the bracing structure type) for a greater number of floors is questionable. For example, Ellwanger [1] found differences of about 15 % between the limit coefficients α_1 of a building braced exclusively by rigid frames, with the number of floors varying from 5 until 30. Considering that the instability parameter computation requires a square root extraction, the difference between the corresponding vertical load/horizontal stiffness ratios reaches 32 %. Consequently, on verifying the exemption of performing a second order analysis, the error on determining the required horizontal stiffness can become significant.

This work aims to research a way of defining the instability parameter limit α_1 for buildings braced by rigid frames, variable with the number of floors. At first, topics concerning to physical non-linearity consideration and to the lateral deflection components of frames are presented. These topics are useful for the next section of the work, in which a computer aid method, based on the discrete model of Beck and König, shown in figure 1, is developed in order to determine the α_1 limits for buildings with any number of floors. The method is then applied for a sequence of floors numbers, generating various series of α_1 values, which are arranged in tables. Thereafter, the accuracy of these values is checked in two examples of buildings braced by rigid frames; 10 tests are performed, with the number of floors varying from 5 until 50.

2. Consideration of physical nonlinearity

In a second order analysis, the effects of both physical and geometric nonlinearities must be considered. In its item 15.7.3, the ABNT NBR 6118:2014 code allows to consider the physical nonlinearity in an approximated manner. This is done by means of a reduction

of the structural members stiffness factors $(EI)_{sec}$ in function of $E_{Ci} I_C$, or of $E_{CS} I_C$ if equation (3) is used. Although the code restricts this procedure to four or more floors structures, in this work it will also be adopted for buildings with three or less floors. Therefore, this fact must be kept in mind when results of examples with few floors are analyzed. Considering r as defined by equation (3) and representing the tensile and compressive longitudinal reinforcement areas respectively by A_s and A'_s , it may be written:

- beams:

$$(EI)_{sec} = 0.4E_{Ci}I_C = 0.4E_{CS}I_C/r \quad (A_s \neq A'_s) \quad (4)$$

$$(EI)_{sec} = 0.5E_{Ci}I_C = 0.5E_{CS}I_C/r \quad (A_s = A'_s) \quad (5)$$

- columns:

$$(EI)_{sec} = 0.8E_{Ci}I_C = 0.8E_{CS}I_C/r \quad (6)$$

This study requires the determination of the ratio $(EI)_{sec}/E_{CS}I_C$ of the rigid frame members assemblage. It is in fact a merely representative value, because this relation cannot be considered constant, since it can vary in function of many factors, as the number and height of stories, number and length of spans, relation between the dimensions of beams and columns cross sections etc. Pinto and Ramalho [8] proved that the physical nonlinearity influence on rigid frames lateral stiffness relies mainly on the loading magnitude and reinforcement rates, having obtained relations $(EI)_{sec}/E_{CS}I_C$ varying from 0.51 to 0.75.

Taranath [9] states that the shear mode of deformation accounts for up to 80% of the total sway of a rigid frame, being 60% due to beam flexure and 20% due to column bending. The cantilever deflection due to column axial deformations accounts for up to 20%; in its turn, Smith and Coull [10] asserts that this contribution is usually less than 10% of the shear deformation, except in very tall and slender rigid frames. Due to these considerations, in the subsequent study, the contribution of beams and columns flexibility for the total sway of a rigid frame will be assumed as 65% and 35%, respectively.

In a slender frame, the beam reinforcements A_s and A'_s tend to be the same, due to the predominance of wind effects. Thus, in this case, equations (5) and (6) may be employed to relate the contributions of beams and columns flexibility for the horizontal displacements, resulting from physical nonlinear analysis, with the corresponding contributions resulting from linear analysis. At the same time, applying the above mentioned proportions of 65% and 35% of these contributions for the total horizontal displacements and performing the same algebraic transformations presented in section 4 of Ellwanger [1], it can be proved that:

$$(EI)_{sec} = 0.5755E_{CS}I_C/r \quad (7)$$

3. Lateral distortion components of a rigid frame

In bracing substructures of the rigid frame type, the deflections due to bending of the individual beam and column members are predominant. When the frame is subject to horizontal loads, the global bending moment is mainly carried to the columns as axial forces, for which the structure has a high stiffness. Thus, the frame horizontal deflections are mostly caused by global shear.

Furthermore, there exists another factor inducing lateral distortions, whose importance increases with the frame height and slenderness. This factor is related to the just mentioned global bending moment and consists of column axial deformations, inducing bending of the frame as a whole. Thus, according to Taranath [9], rigid frames can be modeled as vertical cantilever bars in which bending and shear distortions occur simultaneously.

Figure 2-a shows a rigid plane frame subject to a uniform horizontal load of ratio w , as well as a vertical bar with a constant cross section, equivalent to the frame; the horizontal displacements $y(x)$ of the bar axis points and its derivatives $\phi(x)$ can be expressed by the sum of the components due to bending and shear effects, denoted by sub-indexes F and C , respectively:

$$y(x) = y_F(x) + y_C(x) \tag{8}$$

$$\phi(x) = \phi_F(x) + \phi_C(x) \tag{9}$$

The component $\phi_F(x)$ corresponds to the bar cross sections rotations induced by bending, while $\phi_C(x)$ represents the deflected shape slope due to shear. The bar behavior under bending is expressed by:

$$EJ \frac{d^2 y_F}{dx^2} = -M(x) = w(\ell - x)^2 / 2 \tag{10}$$

ℓ is the bar length, E is the material longitudinal elasticity modulus and $M(x)$ is the global bending moment, considered negative when inducing tension on the bar left side; J is the bar cross section moment of inertia, that can be determined from the cross sections areas of the frame columns and the distances between their axes and the centroid of these areas.

The behavior of the structure under shear will be expressed, making use of a proportionality factor S between the global shear force $Q(x)$ and the deflected shape slope given by $\phi_C(x)$. Thus, S represents the system (plane frame) stiffness to global shear. It is verified that the factor S is in fact subjected to variations along the frame height, which are greater next its support. Smith and Coull [10] present an approximate expression for S at a generic floor i ($i > 1$):

$$S_i = \frac{12E}{h_i(1/G_i + 1/C_i)} \tag{11}$$

h_i is the height of floor i . G_i denotes the summation of the ratios I/L , being I the moment of inertia and L the length of each beam member of floor i ; C_i has the same meaning of G_i concerning to the column members. For the first floor, in the case of all the columns being rigidly connected at support, S is given by:

$$S_1 = \frac{12E(1 + C_1/6G_1)}{h_1(2/3G_1 + 1/C_1)} \tag{12}$$

The examples presented in section 5 are characterized by keeping the same geometry of beams and columns at all the floors. Thus, applying equations (11) and (12) will give, for each example, a single value of S_i ($i > 1$), besides a value of S_1 . In its turn, the relations S_i/S_1 , computed for the examples, vary significantly, showing a median value of 2.17. In the present study, in order to simplify the formulation, an experience will be made, adopting a single value for the relation S_i/S_1 . The value 2 will be adopted, since it is the hi-

ghest integer to the just mentioned median value. Since it is an approximation based on a mere sample, its effects in the analysis results remains to be estimated, not only for the examples of this work, but also for any other ones in which the present method will be investigated.

In this way, applying the condition of proportionality between $Q(x)$ and $\phi_C(x)$, the behavior of the frame equivalent bar, due to shear, may be expressed by:

$$\phi_C(x) = Q(x)/mS = w(\ell - x)/mS \tag{13}$$

Considering that was explained in the penultimate paragraph, m will be considered equal to 2 for the first floor and equal to unity for the remaining ones. Integrating (10) and (13), applying the appropriate boundary and continuity conditions, leads to the functions $y_F(x)$ and $y_C(x)$. Replacing them into (8) determines $y(x)$; applying this function for $x = \ell$, gives:

$$\Delta_T = y(\ell) = \frac{w\ell^4}{8EJ} + \frac{w\ell^4 N}{4S\ell^2} \tag{14}$$

where

$$N = 1 + (1 - 1/n)^2 \tag{15}$$

In its turn, figure 2-b shows a vertical cantilever bar that is also equivalent to the rigid frame of figure 2-a. It is subject to the same loading, but in this case the distortion due to shear is neglected. Representing by I the moment of inertia of the bar cross section, the top horizontal displacement will be given by:

$$\bar{\Delta}_T = \bar{y}(\ell) = w\ell^4 / 8EI \tag{16}$$

On dealing with the instability parameter, item 15.5.2 of ABNT NBR 6118:2014 code determines a procedure for evaluating the E_{cs}/C stiffness factor of a constant cross section column, equivalent to a given rigid frame. According to this procedure, this stiffness factor should be obtained computing initially the horizontal displacement on the bracing structure (frame) top, under the horizontal loading, which is just Δ_T given by equation (14). The next step is to obtain the stiffness factor of an equivalent column with constant cross section such that, under the same loading, undergoes the same top horizontal displacement which, in this case, is $\bar{\Delta}_T$ given by

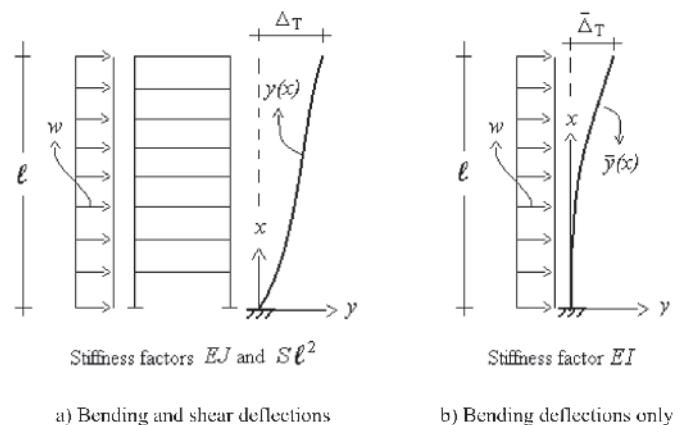


Figure 2
Columns equivalent to a rigid plane frame

(16). This implies in equality between these expressions, resulting:

$$S\ell^2 = \frac{2N EJ}{J-1} \quad (17)$$

4 . Second order effects on the discrete model

According to the Beck and König model, described in subsection 1.1, a bracing system composed by rigid frames may be modeled by a simple bar, behaving as a column. Figure 3 shows a cantilever bar of length H_{tot} , modeling the bracing system of a building with n floors of the same height h . It is subject to gravity loads F (given by the sum of actions P and V of figure 1) and wind loads ($W/2$ at top and W on the remaining floors). The loads are considered with their characteristic values. The bar has a constant moment of inertia J along its length; the stiffness to shear is $2S$ on interval n and S on the remaining ones.

4.1 Interaction between successive bar intervals

Taking the bar deflections into account (geometric nonlinearity), the behavior of a generic interval i under shear is expressed by:

$$mS\phi_{ci}(x) = Q_i(x) = W(i-1/2) + iF\phi_i(x) \quad (18)$$

Applying equation (9) for interval i , replacing it into (18) and isolating $\phi_{Fi}(x)$, results:

$$\phi_{Fi}(x) = (1 - iF/mS)\phi_i(x) - (W/mS)(i-1/2) \quad (19)$$

Deriving equation (19) in relation to x , gives:

$$d\phi_{Fi}/dx = d^2y_{Fi}/dx^2 = (1 - iF/mS)d^2y_i/dx^2 \quad (20)$$

The behavior of the same interval i under bending is expressed by:

$$EJ d^2y_{Fi}/dx^2 = -M_i(x) \quad (21)$$

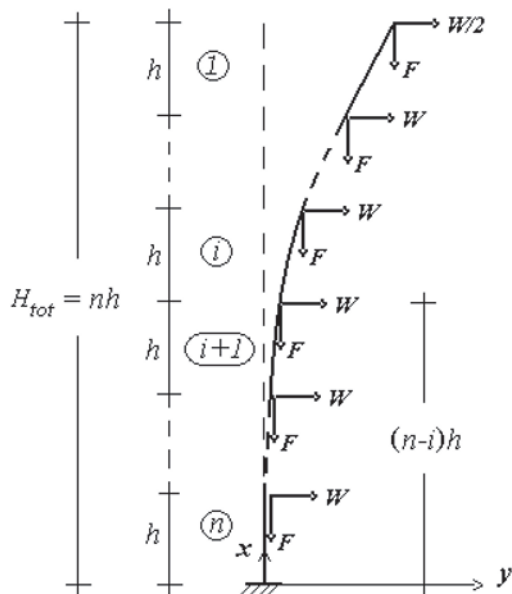


Figure 3
Column equivalent to a bracing system with n floors

Introducing (20) into (21) and expressing $M_i(x)$ in function of the loads, results:

$$EJ(1 - iF/mS)d^2y_i/dx^2 = W \left\{ (nh-x)/2 + \sum_{j=1}^{i-1} [(n-j)h-x] \right\} - F \left\{ iy_i(x) - \sum_{j=0}^{i-1} y_{i+1}[(n-j)h] \right\} \quad (22)$$

The solution of (22) and its derivative are given by:

$$y_i(x) = \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{i+1}[(n-j)h] + C_{2i-1} \text{sen}(\sqrt{ia_i}x) + C_{2i} \text{cos}(\sqrt{ia_i}x) + \frac{W}{iF} \left\{ \frac{nh-x}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} [(n-j)h-x] \right\} \quad (23)$$

$$\frac{dy_i}{dx} = \phi_i(x) = \sqrt{ia_i} [C_{2i-1} \text{cos}(\sqrt{ia_i}x) - C_{2i} \text{sen}(\sqrt{ia_i}x)] - \frac{W}{iF} \left(i - \frac{1}{2} \right) \quad (24)$$

C_{2i-1} and C_{2i} are integration constants and the coefficient a_i is given by:

$$a_1^2 = F/EJ(1 - iF/mS) \quad (25)$$

Applying equation (23) for the system top ($x = nh$ and $i = 1$), gives:

$$C_2 = -C_1 \tan(na_1h) \quad (26)$$

Having a relation between C_1 and C_2 been obtained, it will now be shown how the integration constants concerning to a given bar interval can be expressed in function of the constants regarding to the preceding one. The function $y_{i+1}(x)$ is obtained, replacing i by $i+1$ in equation (23). Then, expressing successively $y_i(x)$ and $y_{i+1}(x)$ for $x = (n-i)h$ (transition between intervals i and $i+1$) and performing the same algebraic transformations presented by Ellwanger [2], it can be proved that:

$$C_{2i+1} \text{sen}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] + C_{2i+2} \text{cos}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] = B_1 \quad (27)$$

where

$$B_1 = \frac{i}{i+1} \{ C_{2i-1} \text{sen}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] + C_{2i} \text{cos}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] \} \quad (28)$$

At the transition between two generic bar intervals, the sudden change of shear force causes a discontinuity in the component $\phi_{ci}(x)$ of the bar deflected shape slope; in its turn, the components $\phi_{Fi}(x)$ at the end of an interval and at the beginning of the following one are the same. Replacing (24) into (19), gives:

$$\phi_{Fi}(x) = \left(1 - \frac{iF}{mS} \right) \sqrt{ia_i} [C_{2i-1} \text{cos}(\sqrt{ia_i}x) - C_{2i} \text{sen}(\sqrt{ia_i}x)] - \frac{W}{iF} \left(i - \frac{1}{2} \right) \quad (29)$$

Replacing i by $i+1$ in equation (29) determines $\phi_{Fi+1}(x)$. The condition of ϕ_F continuity implies in equality between the functions $\phi_{Fi}(x)$ and $\phi_{Fi+1}(x)$ for $x = (n-i)h$, resulting:

$$C_{2i+1} \text{cos}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] - C_{2i+2} \text{sen}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] = B_2 \quad (30)$$

where

$$B_2 = \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{i+1}} \frac{\sqrt{1 - iF/mS}}{\sqrt{1 - (i+1)F/mS}} \left\{ C_{2i-1} \text{cos}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] - C_{2i} \text{sen}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] \right\} + \frac{W}{Wh} \frac{1}{2i(i+1)^{3/2} a_{i+1}hF[1 - (i+1)F/mS]} \quad (31)$$

Modifying equations (27), (28), (30) and (31) adequately, C_{2i+1} and C_{2i+2} become expressed in function of C_{2i-1} and C_{2i} , as follows:

$$C_{2i+1} = B_2 \cos[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] + B_1 \sin[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] \quad (32)$$

$$C_{2i+2} = B_1 \cos[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] - B_2 \sin[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] \quad (33)$$

4.2 Determination and comparison between support bending moments

Having a relation between the integration constants concerning to two successive bar intervals been determined, an expression for the bending moment at the bar support will now be deduced. The condition of null ϕ_F rotation at support is imposed, canceling equation (29) for $x = 0$, $i = n$ (last interval) and $m = 2$. Thereafter, C_{2n-1} can be isolated, giving:

$$C_{2n-1} = \frac{(n-1/2)W}{n\sqrt{n}a_n F(1-nF/2S)} \quad (34)$$

Ellwanger [2] shows that, combining equations (20) and (21) with the derivative of (24), leads to the following expression for the bending moment at support:

$$M(0) = M_n(0) = nFC_{2n} \quad (35)$$

The deduction of the expression of $M(0)$ for buildings with a generic number n of floors starts with the application of equation (26), so that C_2 results expressed in function of C_1 . Thus, applying equations (32) and (33) for the transition between the first and second intervals ($i = 1$) determines expressions for C_3 and C_4 having C_1 as the only integration constant. The same will happen to the other constants, when applying those equations for the remaining intervals. Furthermore, due to the last term of the expression of B_2 given by (31), the successive applications of (32) and (33) generate expressions for the integration constants having a term multiplied by Wh/F that is independent of C_1 . Hence, this procedure generates expressions for C_{2n-1} and C_{2n} (interval n) that may be put into the form:

$$C_{2n-1} = A_1 C_1 + D_1 Wh/F \quad (36)$$

$$C_{2n} = A_2 C_1 + D_2 Wh/F \quad (37)$$

The terms A_1 , A_2 , D_1 and D_2 arise from the successive applications of (32) and (33). Combining equations (34), (35), (36) and (37), leads to the following expression for the support bending moment, including second order effects:

$$M^II = M(0) = \frac{WhA_2(n-1/2)}{\sqrt{n}a_n h A_1(1-nF/2S)} + Whn(D_2 - \frac{A_2 D_1}{A_1}) \quad (38)$$

Considering (25), the term $a_n h$ present in equation (38) may be put into the form:

$$a_n h = \sqrt{(F/S)/(\bar{K}(1-nF/2S))} \quad (39)$$

where

$$\bar{K} = EJ/SH^2 \quad (40)$$

In its turn, the terms $a_i h$ and $a_{i+1} h$, mentioned several times along this work, will have expressions similar to (39), just replacing the quotient $nF/2S$ by iF/S or $(i+1)F/S$, respectively. On the other hand, the support bending moment, including only first order effects, is given by:

$$M^I = -Wh \left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right) \quad (41)$$

In order to verify the exemption of second order effects consideration, the 10% increase criterion, mentioned in subsection 1.1, will be applied for the support bending moment, with the modules of M^I and M^{II} given respectively by (41) and (38) (with changed signs, since these equations generate negative values for both the moments). Furthermore, according to the item 11.7.1 of ABNT NBR6118:2014 code, the loads W and F of equations (38), (39) and (41) must be multiplied by 1.4, seeing that this criterion is applied for the ultimate state. Consequently:

$$\frac{-1.4WhA_2(n-1/2)}{\sqrt{n}a_n h A_1(1-1.4nF/2S)} - 1.4Whn \left(D_2 - \frac{A_2 D_1}{A_1} \right) \leq 1.1 \times 1.4 Wh \left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right) \quad (42)$$

It is implied that the term $a_n h$, present in equation (38), will have been obtained, applying (39) with $1.4F$ in place of F . The same change should be done in determining the terms $a_i h$ and $a_{i+1} h$ present in equations (28), (31), (32) and (33), with the purpose of obtaining A_1 , A_2 , D_1 and D_2 . Performing the required algebraic transformations, inequality (42) changes to:

$$\frac{-A_2(n-1/2)}{\sqrt{n}a_n h A_1(1-1.4nF/2S)} - n(D_2 - \frac{A_2 D_1}{A_1}) \leq 1.1 \left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right) \quad (43)$$

4.3 Determination of α_1

For a small number of floors, it is feasible to derive expressions of A_1 , A_2 , D_1 and D_2 as functions of F/S and then to replace them into the left member of (43). Thereafter, inequality (43) can be solved by trials, obtaining F/S . However, for a greater number of floors, it is necessary to apply equations (32) and (33) many times, leading to very long expressions for A_1 and A_2 , causing the procedure to be impracticable.

In face of this circumstance, an alternative method was developed in order to determine F/S for buildings with any number of floors. Through this method, the solution is also obtained by means of trials. However, instead of deducing longer and longer expressions for A_1 , A_2 , D_1 and D_2 , successive trials are done, assigning an initial value to F/S and determining numerical values for those variables. In each trial, the abovementioned formulary is applied in such a way to obtain numerical values for the right and left members of inequality (43). When these values result close enough to be considered identical, then the quotient F/S will have been determined. Furthermore, in order to apply this method, the value of K , given by (40), must be defined.

Due to the great quantity of calculations, the method is computer aid. With the purpose of illustration, figure 4 shows a flow chart with the sequence of operations for determining F/S by means of trials. Representing by b the solution of inequality (43) obtained by

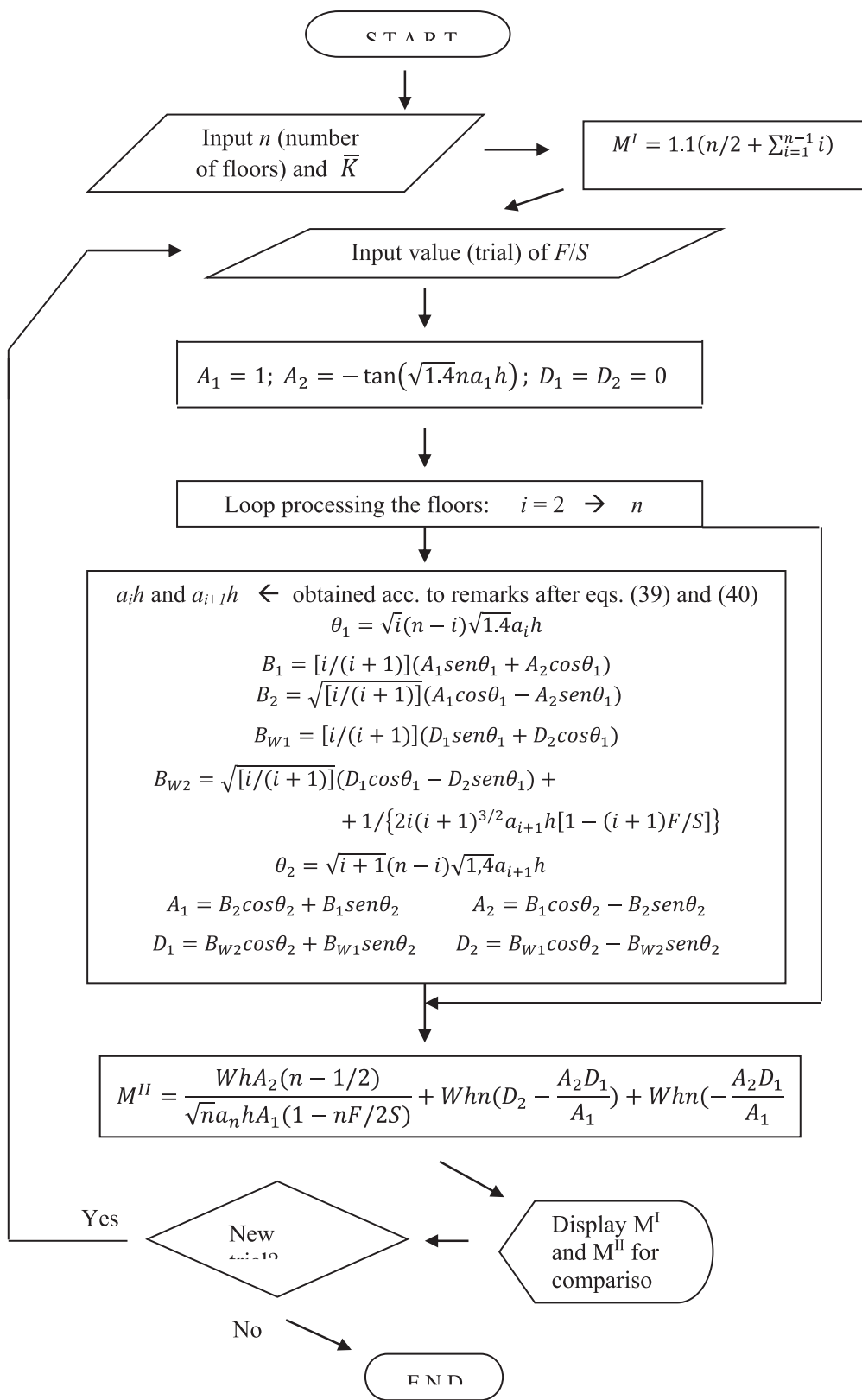


Figure 4
Sequence of operations for the solution of inequality (43)

Table 1

Values of α_1 independent of \bar{K}

Number of floors	α_1
1	0.42
2	0.47
3	0.49
≥ 200	0.65

this method and introducing successively equations (40) and (17), it may be written:

$$\frac{F}{S} = \frac{F\ell^2}{EI(2N + n^2/\bar{K})} \leq b \tag{44}$$

It can be observed in figure 3 that $\ell = H_{tot}/n$ and $F = N_k/n$, with N_k as defined in subsection 1.1. In its turn, the physical nonlinearity may be considered, replacing EJ by $(EI)_{sec}$ given by (7). Introducing these relations into inequality (44) and extracting the square root of both the members, results:

$$H_{tot}\sqrt{N_k/E_{CS}I_c} / \sqrt{0.5755n(2N + n^2/\bar{K})/r} \leq \sqrt{b} \tag{45}$$

Comparing (45) with equations (1) and (2) leads the limit α_1 of the instability parameter to be expressed by:

$$\alpha_1 = \sqrt{0.5755bn(2N + n^2/\bar{K})/r} \tag{46}$$

Therefore, introducing the desired number of floors (n) into the sequence of operations of figure 4, determines b ; then, the limit coefficient α_1 can be obtained, applying equation (46). This was done for a series of floors quantities and for several values of \bar{K} . A concrete strength $f_{ck} = 20$ MPa was considered for effect of study, leading to $r = 0.85$, according to equation (3). Consequently, the ratio $(EI)_{sec}/E_{CS}I_c$ gives 0.677.

It was verified that, for less than four and more than 200 floors, the variation of α_1 in function of \bar{K} is negligible. Thus, these values of

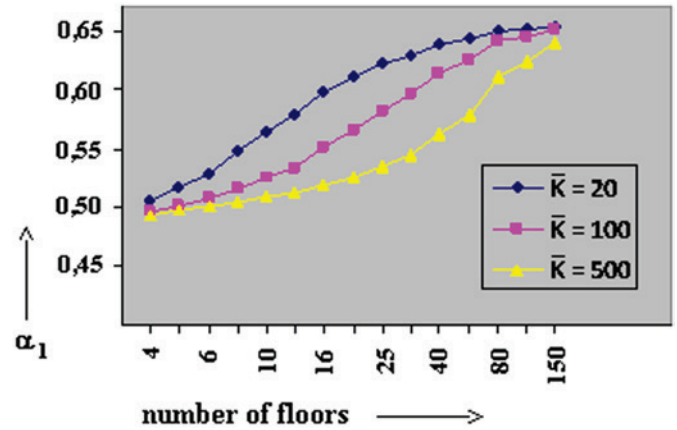


Figure 5
Graphs α_1 x number of floors

α_1 , that may be considered independent of \bar{K} , are presented on table 1. For more than three and less than 200 floors, α_1 changes with \bar{K} . Table 2 shows a summary of the research results, where every column contains α_1 values relative to a fixed value of \bar{K} . In

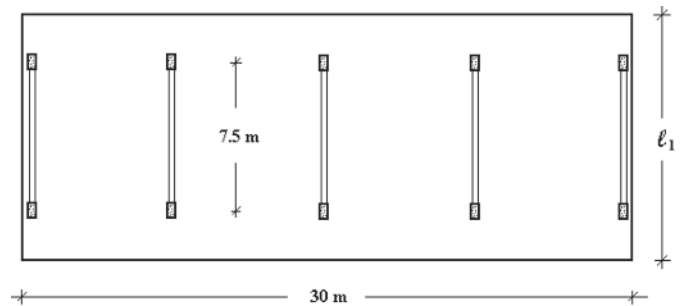


Figure 6
Transversal bracing system: examples 1, 3, 5, 7 and 9

Table 2

Values of α_1 , varying \bar{K} and the number of floors

Number of floors	Values of \bar{K}									
	500	300	250	200	150	100	80	60	40	20
4	0.493	0.494	0.494	0.494	0.495	0.496	0.497	0.498	0.500	0.506
5	0.498	0.499	0.499	0.499	0.500	0.502	0.503	0.505	0.509	0.518
6	0.501	0.502	0.503	0.503	0.505	0.507	0.509	0.512	0.516	0.528
8	0.505	0.507	0.508	0.510	0.512	0.516	0.519	0.523	0.531	0.548
10	0.509	0.512	0.513	0.516	0.519	0.525	0.529	0.535	0.545	0.564
12	0.512	0.516	0.518	0.521	0.526	0.534	0.539	0.546	0.557	0.578
16	0.519	0.526	0.529	0.533	0.540	0.551	0.557	0.566	0.579	0.598
20	0.526	0.535	0.540	0.545	0.553	0.566	0.573	0.582	0.595	0.611
25	0.535	0.548	0.553	0.560	0.569	0.582	0.590	0.598	0.609	0.622
30	0.544	0.559	0.565	0.573	0.582	0.596	0.602	0.610	0.619	0.629
40	0.563	0.580	0.586	0.594	0.603	0.614	0.619	0.624	0.631	0.638
50	0.579	0.596	0.602	0.609	0.616	0.625	0.629	0.633	0.637	0.642
100	0.623	0.633	0.636	0.639	0.642	0.645	0.646	0.647	0.649	0.650
150	0.639	0.644	0.645	0.647	0.648	0.650	0.650	0.651	0.652	0.652

Table 3
General information about examples 1 to 10

Example	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N. of floors	5	5	10	10	20	20	30	30	50	50
Height (m)	15	15	30	30	60	60	90	90	150	150
N. of frames	3	3	5	3	5	5	9	7	13	11
Spacing (m)	10	7.5	7.5	7.5	7.5	4	3.75	5	2.5	3
N. of bays	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3
Dimension l_1 (m)	12	16	12	16	12	18	12	23	20	23
Dimension l_2 (m)	-	10	-	10	-	12	-	17	-	17

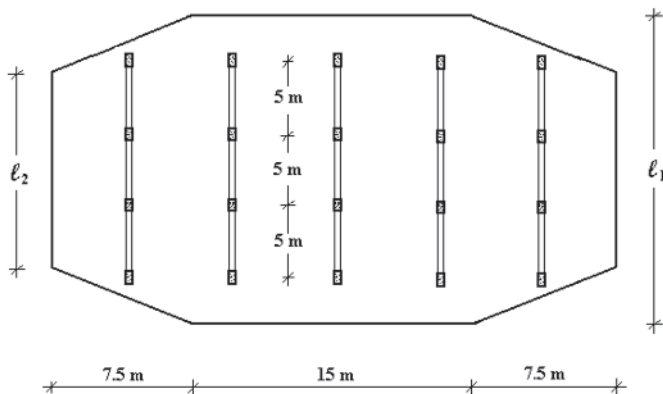


Figure 7
Transversal bracing system: examples 2, 4, 6, 8 and 10

order to cause this exposition to be not so long, the α_1 values are presented for a series of floors quantities that represents the just mentioned interval. In its turn, the set of \bar{K} values written on table 2 represents the interval that includes the values of \bar{K} found in the examples described in the next section.

5. Examples

5.1 Description of the tests

The plan of figure 6 shows the basic configuration of the transversal bracing system of a rectangular on plane building; it is composed by rigid frames spanning over a single bay of 7.5 m. In the same way, figure 7 shows the basic configuration of the transversal bracing system of a building with an oblong octagonal shape on plane; it is also composed by rigid frames which, in this case, span over three equal bays of 5 m. In both the cases, the frames are uniformly spaced and the spans are measured between column axes; the bearing elements are not represented. Each of these systems was employed in buildings having 5, 10, 20, 30 and 50 floors with a 3 m height, originating examples 1 to 10, whose general information is mentioned on table 3.

A concrete with $f_{ck} = 40$ MPa and basalt gravel was adopted, resulting in an elasticity modulus $E_{CS} = 38\ 000$ MPa. A total vertical load of 10 kN/m² per floor (characteristic value) was considered. A wind pressure of 1.5 kN/m² (characteristic value), constant along

the building height, was adopted, since it was an experience with a formulation based on a model with uniform wind load.

Each of the 10 bracing systems was tested, aiming to determine the relation between vertical loads and horizontal stiffness that would result in a 10 % increase on the global bending moment at building support, concerning to the first order analysis; in this way, the limit a_1 of the instability parameter was determined. The procedure applied in each test consisted in assigning initial dimensions to the frame members cross sections and performing a second order analysis, employing the P-Delta method with double precision processing. Due to the bracing double symmetry in plane, the analyses were performed using a model composed by the transversal frames arranged in the same plane and joined among themselves by hinged bars.

After, this second order analysis was successively repeated, adjusting the cross section dimensions until achieve the desired 10% increase on the support global moment. Table 4 shows the cross section dimensions determined by this procedure. Rectangular sections were adopted for all the frame members, except the beams of examples 9 and 10, whose cross sections are T-shaped. Although being inadequate for the examples with a great floors number, the bracing systems consisting of single-bay and three-bay frames were preserved for the purpose of comparison.

Determining the instability parameter by means of equation (1) requires the previous evaluation of the moment of inertia I_c of a column equivalent to the transversal frames assemblage. This was done performing the procedure prescribed by item 15.5.2 of ABNT

Table 4
Cross sections dimensions (cm)

Example	Beams	Columns
1	25 x 68	25 x 47
2	19 x 47	19 x 47
3	25 x 68	25 x 68
4	20 x 60	20 x 60
5	40 x 76	40 x 100
6	23 x 60	30 x 89
7	33 x 78	40 x 130
8	29 x 65	29 x 117
9	64 x 193	64 x 130
10	+ edges 45 x 12	
	32 x 125	32 x 82
	+ edges 30 x 12	

Table 5
Inertia parameters of the examples

Example	I_c (m ⁴)	\bar{K}	$(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$
1	0.422	169	0.687
2	0.517	456	0.670
3	3.268	173	0.650
4	3.952	280	0.673
5	22.17	175	0.700
6	35.15	449	0.641
7	66.81	244	0.727
8	133.4	375	0.696
9	299.7	19.5	0.986
10	342.5	69.5	0.967

NBR 6118:2014 code. Thus, the equivalent inertia was determined for each example, by means of comparison between the top horizontal displacements resulting from linear analyses of the bracing system and the equivalent column under wind loading. The I_c values determined by this procedure are presented on table 5. The coefficient \bar{K} of each example was evaluated applying equation (40), with J and S determined as explained in section 3. The values of \bar{K} are also presented on table 5.

The physical nonlinearity was considered by means of the individual members stiffness reduction, expressed by equations (5) and (6). Besides applying P - Δ method, a physical nonlinear analysis of each bracing system subject exclusively to wind loading was performed; it in fact consists of a linear analysis with the just mentioned members stiffness reduction. Afterwards, the $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$ relation of the frame members assemblage of each example was determined, comparing the top horizontal displacements resulting from the analysis with the members stiffness reduction and from the one without this reduction. The values of this relation are written on last column of table 5.

5.2 Results discussion

Tables 1 and 2 show values of the α_1 limit coefficient, computed by means of the operations sequence of figure 4, followed by application of equation (46). In its turn, figure 5 shows graphs representing the variation of α_1 with the number of floors, for three different values of \bar{K} . It can be observed that the values of α_1 increase with the floors number, varying from 0.42 (one floor) until 0.655 (for the floors number tending to infinite). Nevertheless, as was emphasized at the end of section 4, these values were evaluated for a relation $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c = 0.677$; changing it, the α_1 values will change proportionally to its square root.

Table 2 and figure 5 also show that, for the same number of floors, α_1 increases as \bar{K} decreases, in other words, as the frames bending stiffness decreases in relation to the shear stiffness and, therefore, as the frames bending flexibility increases in relation to the shear flexibility. This is because a greater bending flexibility tends to induce a deflected shape with significant horizontal displacements occurring only in the building upper region; on the contrary, in a structure more flexible to shear, considerable horizontal displacements occur directly from the building lower region. The decrease of the number of

floors with significant horizontal displacements causes the global bending moment portion due to second order effects to decrease, inducing an increase of the α_1 limit coefficient.

The graphs of figure 5 show that the variation of α_1 with \bar{K} is more accentuated in an intermediate interval of the floors number. For example, for 25 floors, the difference between the values of α_1 regarding to \bar{K} equal to 20 and to 500 is 16%, corresponding to a difference of 35% between the respective vertical load/horizontal stiffness ratios.

In its turn, the values of α obtained in the examples are presented on second column of table 6. It can be verified that they also increase with the floors number. For the same number of floors, the values of α relative to the single-bay examples tend to be greater than the three-bay ones, while the contrary occurs with the values of \bar{K} , as is written on table 5. This is coherent with that was previously explained, since in the single-bay frames the axial deformation on the columns tends to be greater, because of the lower quantity of them, leading to greater deflections due to global bending.

The third column of table 6 shows predictions of α_1 resulting from interpolation of table 2 values, entering the floors number and the \bar{K} coefficient of each example. It was verified that these predictions present, in some cases, expressive discrepancies in relation to the α values found in the examples.

Afterwards, the predicted α_1 values were recomputed, changing the factor $0.5755/r$ of equations (7) and (46) by the relations $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$ mentioned on table 5. These recomputed α_1 values, as well as the differences between them and the α values found in the examples are presented on fourth and fifth columns of table 6, respectively. It can be observed that these differences are lesser than 1 % for all the examples. Figures 8 (single-bay examples) and 9 (three-bay examples) show graphically the good accuracy degree achieved on predicting the values of α_1 .

The need of recalculating α_1 in function of the $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$ factors was mainly due to the difference between the value of f_{ck} considered in the computation of tables 1 and 2 (20 MPa) and the one adopted in the examples (40 MPa). Therefore, this difference was a determinant factor for concluding that it is necessary to evaluate the physical nonlinearity accurately, in order to reach a good

Table 6
Values of α_1 resulting from the research

Example	α^1	α_1^2	α_1^3	Difference ⁴
1	0.503	0.500	0.503	0
2	0.499	0.498	0.496	0.60%
3	0.511	0.518	0.508	0.59%
4	0.511	0.512	0.511	0
5	0.555	0.549	0.558	0.54%
6	0.517	0.528	0.514	0.58%
7	0.587	0.566	0.587	0
8	0.556	0.553	0.561	0.90%
9	0.770	0.642	0.775	0.65%
10	0.747	0.631	0.754	0.94%

¹ Values found in the examples;

² values predicted from table 2;

³ α_1 (2) with $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$ factor improvement;

⁴ Differences between α^1 and α_1^3 .

degree of precision in the prediction of the α_1 limit of a building with a given number of floors and a \bar{K} stiffness ratio.

It can also be observed that the values of α obtained in the examples vary from a minimum of 0.499 in example 2 until a maximum of 0.770 in example 9. The proportion between these extreme values is close to 1.5:1. Since their computation includes a square root extraction, the proportion between the radicands (vertical load/horizontal stiffness relations) associated to these extreme values is higher than 2:1.

The extent of this variability shows the importance of having a way

of predicting a limit α_1 appropriated to the floors number and the \bar{K} ratio of a given building to be designed, in place of the fixed values prescribed by the ABNT NBR 6118:2014 code. For example, regarding to the fixed value 0.5 (prescribed for more than three floors), table 2 gives values ranging from 0.493 (four floors and $\bar{K} = 500$) until 0.652 (150 floors and $\bar{K} = 40$ or 20). These values were obtained for a constant relation $(EI)_{sec} / E_{CS} I_C = 0.5755/r$. Determining this relation for each case, α_1 can achieve greater values further, as was verified in the examples.

6. Conclusions

In the present work, a method based on the Beck and König discrete model (Figure 1) was developed, considering equally spaced floors and uniform wind load. The method consists in solving inequality (43) by means of trials and then to input its solution into equation (46), obtaining α_1 . Since the method is computer aid, α_1 can be obtained for any number of floors and any value of \bar{K} , as can be seen in tables 1 and 2.

A study concerning bracing systems composed exclusively by walls and/or cores, performed by Ellwanger [2], deduced expressions for predicting the α_1 limit that depend only of the floors number. In its turn, the framed systems, treated in this work, require the previous definition of two additional parameters in order to determine α_1 .

The first of these parameters is the relation \bar{K} between the system bending and shear stiffness, expressed by equation (40), being J and S determined as explained in section 3. The second parameter is the relation $(EI)_{sec} / E_{CS} I_C$ of the bracing system (influence of physical nonlinearity). A way to obtain it is to perform another linear analysis, considering the cross sections reduction expressed by equations (4) to (6). The relation $(EI)_{sec} / E_{CS} I_C$ is then determined through the comparison between the system top horizontal displacements resulting from the analyses with the reduced cross sections and with the non-reduced ones.

A topic for continuity of research in this subject is to investigate the viability of fixing lower limits of the relation $(EI)_{sec} / E_{CS} I_C$ for particular cases (intervals of floors numbers, number of bays, building height/width relation, equality or inequality between A_s and A'_s beam reinforcement areas etc.) and introducing them into equation (46), through the change of factor $0.5755/r$. In this way, the structural designer could decide to analyze the structure with the reduced cross sections or simply to adopt the just mentioned estimation of $(EI)_{sec} / E_{CS} I_C$.

In the study concerning wall- or core-braced systems, Ellwanger [2] dealt with uniform wind loading as well as wind loads varying according to the prescriptions of the ABNT NBR 6123:1988 code (Buildings Wind Loads, ABNT[11]). It was verified that the α_1 values computed for these loading patterns are very close, with differences lower than 1.7%. Hence, this work didn't deal with variable wind load. However, on following the research in this topic, it is advisable to check if the α_1 values of framed systems are also close for the two wind loading patterns.

The good accuracy attained by the method proposed by Ellwanger [2] and by the present study recommends its adoption in the research of procedures for determining the limit α_1 of wall-frame and core-frame bracing systems. Cases of unequally spaced floors and horizontal stiffness varying along the building height can also be

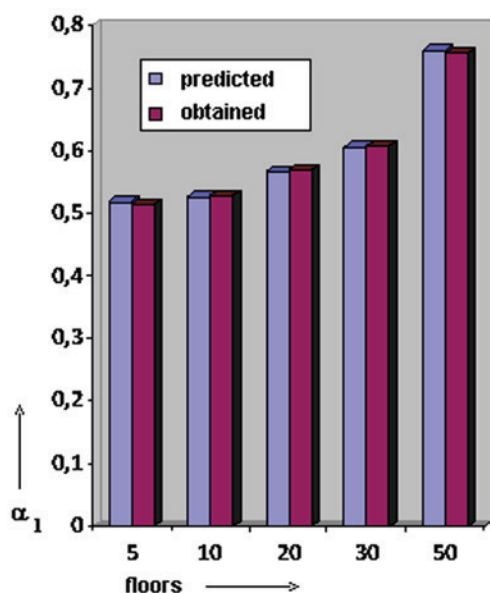


Figure 8 Values of α_1 : single-bay examples

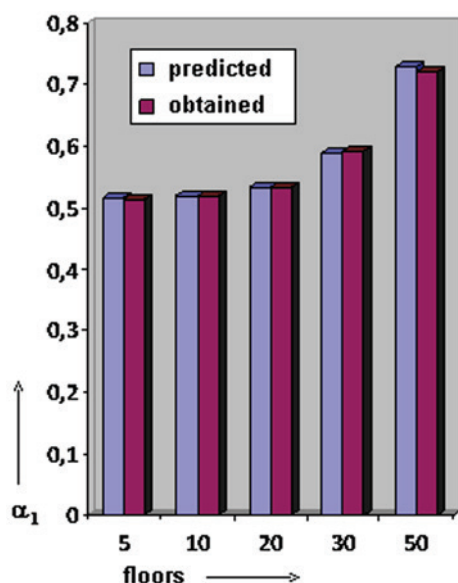


Figure 9 Values of α_1 : three-bay examples

considered. Another topic of searching may be the feasibility of deriving interpolation functions that reproduce the values sequences of tables 1 and 2. It must be emphasized that all of this has to be done in such a manner to keep the formulation simplicity, just one of the greater advantages of using the instability parameter.

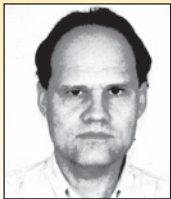
It must be accentuated that the results obtained in this work refer to structural systems consisting of repetitive and equally spaced rigid frames. In order to the instability parameter with a variable limit to be introduced into the structures design practice, it is necessary the method developed in this work to be checked by a much more diversified series of examples, including non uniform frames as well as irregular arrangements of frames. Furthermore, it is recommended that a more realistic analysis model will be adopted for the tests, modeling the structure as a three-dimensional frame, considering the floors behaving as rigid diaphragms.

7. References

- [1] Ellwanger, R.J.; Um limite variável para o parâmetro de instabilidade de estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 5, nº 1, pp. 120-136, São Paulo, 2012.
- [2] Ellwanger, R.J.; Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete wall- or core-braced buildings. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 6, nº 5, pp. 797-810, São Paulo, 2013.
- [3] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Franco, M. and Vasconcelos, A.C.; Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings. *In: Colóquio do CEB-FIP Model Code 1990*, pp. 307-24, Rio de Janeiro, 1991.
- [5] Alves, E.C. e Feitosa, L.A.; Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 8, nº 2, pp. 164-195, São Paulo, 2015.
- [6] Cicolin, L.A.B. e Figueiredo Filho, J.R.; Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 4, nº 3, pp. 481-500, São Paulo, 2011.
- [7] Freitas, F.C., Luchi, L.A.R. e Ferreira, W.G.; Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 9, nº 2, pp. 153-191, São Paulo, 2016.
- [8] Pinto, R.S. e Ramalho, M.A.; Inércia equivalente das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. *In: Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 9, nº 38, p. 107-136, 2007.
- [9] Taranath, B.S.; Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, Boca Raton, CRC Press, 2010.
- [10] Stafford Smith, B. and Coull, A.; Tall Building Structures: Analysis and Design, New York, John Wiley & Sons Inc., 1991.
- [11] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, 1988.

Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete frame-braced buildings

Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por pórticos de concreto armado



R. J. ELLWANGER ^a
ronaldellwanger@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5761-5167>

Abstract

This work aims to investigate the floors number influence on the instability parameter limit α_1 of reinforced concrete frame-braced buildings; it succeeds another work in this field of knowledge, in which the same question was investigated for wall- and core-braced buildings. Initially, it is showed how the ABNT NBR 6118:2014 (Brazilian code for concrete structures design) defines when a second order analysis is needed. Topics concerning to physical nonlinearity consideration and to the lateral deflection components of frames are also presented. It follows an analytical study that led to the derivation of a method for determining the limit α_1 as a function of the floors number and the relation between bending and shear stiffness. Finally, some examples are presented and their results are used for checking the method accuracy.

Keywords: instability, bracing structures, second order analysis.

Resumo

Este trabalho investiga a influência do número de pavimentos no limite α_1 do parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por pórticos de concreto armado; trata-se da seqüência de uma linha de estudos, na qual esta mesma questão foi investigada em edifícios contraventados por paredes e/ou núcleos. Inicialmente, mostra-se como a ABNT NBR 6118:2014 (norma de projeto de estruturas de concreto) define a necessidade ou não de se realizar uma análise de segunda ordem. Apresentam-se também tópicos relativos à consideração da não linearidade física e às componentes da deformação lateral dos pórticos. Segue-se um estudo analítico que resultou num método de determinação do limite α_1 em função do número de andares e da relação entre as rigidezes à flexão e ao corte. Na seqüência, são apresentados exemplos cujos resultados servem para aferir o grau de precisão do método investigado.

Palavras-chave: instabilidade, estruturas de contraventamento, análise segunda ordem.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introdução

1.1 Efeitos de segunda ordem e o parâmetro de instabilidade

A estrutura de contraventamento de um edifício, ao ser submetida simultaneamente às ações gravitacionais e do vento, pode desenvolver efeitos adicionais em relação aos que são usualmente determinados em uma análise linear ou de primeira ordem. Tratam-se dos efeitos de segunda ordem, em cuja determinação (análise de segunda ordem) o comportamento não linear dos materiais e a configuração deformada na análise do equilíbrio (não linearidades física e geométrica) devem ser considerados.

Ellwanger [1] e Ellwanger [2] apresentam um resumo da evolução da teoria e prática da análise da estabilidade global de edifícios altos, tendo por base o modelo discreto de Beck e König, mostrado na figura 1. Neste modelo, com andares igualmente espaçados, todas as subestruturas de contraventamento são agrupadas num único pilar e os elementos contraventados (elementos portantes que não participam do contraventamento) são representados por um conjunto de barras bi-rotuladas. W representa as ações devidas ao vento, aplicadas em cada andar. P e V representam as cargas verticais totais, por andar, transmitidas respectivamente às subestruturas de contraventamento e aos elementos contraventados. As ações W , P e V são consideradas com seus valores característicos.

Os artigos recém citados também mostram que, para efeitos de determinação dos momentos fletores globais da estrutura do edifício, incluindo os efeitos de segunda ordem, tudo se passa como se as cargas verticais atuantes no sistema de contraventamento fossem dadas pela soma de suas próprias ações P com as ações V .

No desenvolvimento da já mencionada teoria da análise de estabilidade, surge uma constante α , em função da carga vertical total atuante no edifício, da altura e da rigidez horizontal do sistema de contraventamento. Essa constante é conceituada como parâmetro de instabilidade, estando expressa na equação (1). Outra importante contribuição da referida teoria foi o estabelecimento do critério segundo o qual a análise de segunda ordem é desnecessária quando, em relação às solicitações mais importantes da estrutura, os efeitos de segunda ordem não excedem os 10% dos de primeira ordem. Ao aplicar esse critério ao momento fletor global na base do sistema, resultam determinados limites de valores aos quais o parâmetro de instabilidade fica sujeito.

O critério recém mencionado foi adotado pela ABNT NBR 6118:2014, atual norma para projeto de estruturas de concreto (ABNT [3]), ao estabelecer, em sua seção 15, que os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis sempre que inferiores a 10% dos respectivos efeitos de primeira ordem. Para verificar esta possibilidade, a norma apresenta dois processos aproximados, um dos quais é baseado no parâmetro de instabilidade; é estabelecido que uma estrutura reticulada simétrica pode ter seus efeitos de segunda ordem desconsiderados sempre que seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme as expressões:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (1)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ para } n \leq 3 \quad \wedge \quad \alpha_1 = 0,6 \text{ para } n \geq 4 \quad (2)$$

n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo. H_{tot} é a altura da estrutura, medida a partir deste mesmo nível. N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (ao longo da altura H_{tot}), com seu valor característico. $E_{cs} I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção do contraventamento. Por sua vez, I_c é o momento de inércia considerando as seções brutas dos pilares e E_{cs} é o módulo de elasticidade secante, expresso por:

$$E_{cs} = r E_{Ci} = (0,8 + 0,0025 f_{ck}) E_{Ci} \leq E_{Ci} \quad (3)$$

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão. E_{Ci} é o módulo de elasticidade tangente, sendo dependente de f_{ck} e do tipo de agregado utilizado, de acordo com as fórmulas apresentadas no item 8.2.8 da ABNT [3]. r é um coeficiente que relaciona E_{cs} com E_{Ci} , estando expresso na segunda igualdade da equação (3) e sendo representado por α_1 na referida norma. E_{cs} , E_{Ci} e f_{ck} são dados em MPa.

A referida norma ainda estabelece diferentes valores de α_1 em função do tipo de estrutura de contraventamento: o valor limite 0,6, prescrito para $n \geq 4$, deve ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede; deve ser aumentado para 0,7 no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para 0,5 quando só houver pórticos.

Mesmo não fazendo parte do escopo deste trabalho, merece menção o método baseado no coeficiente de amplificação de momentos g_2 , o qual é empregado com o auxílio de computador. Apresentado em 1991 por Franco e Vasconcelos [4], ele também aplica o critério do acréscimo de 10% em relação aos efeitos de primeira ordem para definir a necessidade ou não de uma análise de segunda ordem. Além disso, encontra-se atualmente disponível uma grande variedade de sofisticados *softwares* de análise estrutural, permitindo uma simulação precisa das estruturas de edifícios.

Apesar da existência de recursos mais avançados de análise,

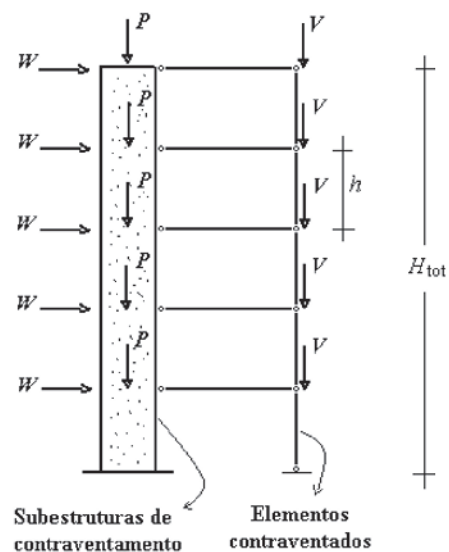


Figura 1
Modelo discreto de Beck e König

o parâmetro de instabilidade conserva sua importância. Em sua aplicação, conforme pode ser visto em Ellwanger [1], a estrutura do edifício é modelada como uma simples barra. A extrema simplicidade deste modelo facilita a compreensão do comportamento global do sistema, especialmente da influência do peso total e da rigidez lateral na estabilidade do mesmo. Desta forma, o parâmetro de instabilidade tem se mostrado bem apropriado na fase de concepção inicial ou pré-definição da estrutura, principalmente pela rapidez de sua aplicação. Além disso, pode-se isolar I_c na equação (1), dando origem a uma forma bastante simples de se determinar, na fase de pré-dimensionamento, a rigidez horizontal mínima necessária para que possa ser dispensada a análise de segunda ordem.

No meio científico, o parâmetro de instabilidade tem sido abordado em diversos artigos que tratam da estabilidade global de estruturas de edifícios. A esse respeito, cabe mencionar os trabalhos de Alves e Feitosa [5], sobre estruturas com lajes protendidas, de Cicolin e Figueiredo Filho [6], sobre estruturas formadas por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas, e de Freitas et al [7], sobre a influência da tensão de compressão nos pilares.

1.2 Justificativa e objetivos do trabalho

O trabalho de Ellwanger [1] teve por objetivo pesquisar uma forma de definição do limite α_1 do parâmetro de instabilidade para sistemas de contraventamento formados por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos, variável com a relação entre as rigidezes horizontais dos mesmos. Constatou-se que a fórmula deduzida para esta finalidade se mostrou adequada apenas para edifícios com grande número de andares, resultando em erros significativos para menos de 30 pavimentos. Uma das conclusões do trabalho é que a referida formulação deveria necessariamente levar em consideração o número de andares do edifício.

Em um trabalho subsequente, Ellwanger [2] pesquisou uma forma de previsão do limite α_1 para edifícios contraventados exclusivamente por paredes e/ou núcleos, variável com o número de andares. A pesquisa resultou na dedução de uma fórmula, a qual proporcionou uma precisão muito boa para os exemplos testados. Dando seqüência a esta linha de estudos, o presente trabalho tem como foco os sistemas de contraventamento formados exclusivamente por pórticos.

No que diz respeito ao parâmetro de instabilidade em função do número de andares, a ABNT [3] dá um tratamento diferenciado apenas para edifícios com menos de quatro andares. Para um número maior, a norma estabelece valores fixos (0,5, 0,6 ou 0,7, dependendo do tipo de sistema de contraventamento), o que é questionável. Por exemplo, Ellwanger [1], ao analisar um edifício contraventado exclusivamente por pórticos, encontrou diferenças na ordem de 15 % entre os coeficientes limites α_1 , fazendo variar o número de andares de 5 a 30. Considerando que a determinação do parâmetro de instabilidade envolve a extração de uma raiz quadrada, a diferença nas correspondentes razões carga vertical/rigidez horizontal atinge 32 %. Assim, ao se verificar a dispensa da necessidade de uma análise de segunda ordem, o erro na determinação da rigidez necessária pode tornar-se relevante.

O presente trabalho tem por objetivo pesquisar uma forma de definição do limite α_1 do parâmetro de instabilidade de edifícios

contraventados por pórticos, variável com o número de andares. Inicialmente, apresentam-se tópicos relativos à consideração da não linearidade física e às componentes da deformação lateral dos pórticos, os quais servem de subsídio ao desenvolvimento de um método de obtenção do limite α_1 para edifícios com um número qualquer de andares. O método, envolvendo computação, é aplicado para uma série de quantidades de andares, gerando-se séries de valores de α_1 , os quais são organizados em tabelas. Na seqüência, a precisão destas séries de valores é avaliada através da análise de dois exemplos de edifícios contraventados por pórticos, realizando-se 10 testes, com o número de andares variando entre 5 e 50.

2 Consideração da não linearidade física

Em uma análise de segunda ordem, devem ser considerados simultaneamente os efeitos das não-linearidades física e geométrica. A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 15.7.3, permite que a não-linearidade física seja considerada de forma aproximada, mediante uma redução das rigidezes dos elementos estruturais em função de E_{ci}/I_c , ou de E_{cs}/I_c se for aplicada a equação (3). Apesar de a norma limitar este procedimento a estruturas com quatro ou mais andares, o mesmo será adotado neste trabalho também em edifícios com três ou menos andares. Portanto, deve-se ter este fato em mente ao analisar resultados de exemplos com número reduzido de andares.

Considerando a variável r definida na equação (3) e representando as áreas das armaduras longitudinais de tração e de compressão, respectivamente, por A_s e A'_s , resultam as seguintes expressões para as rigidezes reduzidas:

- vigas:

$$(EI)_{sec} = 0.4E_{ci}I_c = 0.4E_{cs}I_c/r \quad (A_s \neq A'_s) \quad (4)$$

$$(EI)_{sec} = 0.5E_{ci}I_c = 0.5E_{cs}I_c/r \quad (A_s = A'_s) \quad (5)$$

- pilares:

$$(EI)_{sec} = 0.8E_{ci}I_c = 0.8E_{cs}I_c/r \quad (6)$$

No desenvolvimento do presente estudo, surge a necessidade de se determinar a relação $(EI)_{sec}/E_{cs}I_c$ do conjunto de barras do pórtico. Na verdade, trata-se de um valor meramente representativo, pois esta relação não pode ser considerada fixa; ela pode variar em função de vários fatores, como número e altura dos andares, número e extensão dos vãos, relação entre as dimensões transversais de vigas e pilares etc. Pinto e Ramalho [8] mostram que a influência da não linearidade física na rigidez lateral dos pórticos depende principalmente das taxas de armadura e da magnitude do carregamento aplicado, tendo obtido relações $(EI)_{sec}/E_{cs}I_c$ para o estado limite último variando entre 0,51 e 0,75.

Taranath [9] afirma que a deformação global por corte de um pórtico pode representar até 80 % de sua deformação lateral total, sendo 60 % devidos à flexão das vigas e 20 % devidos à dos pilares; a deformação por flexão global do pórtico, devida às deformações axiais dos pilares, pode chegar a 20 %. Por outro lado, Smith and Coull [10] limitam esta última componente a 10 % da deformação global por corte, com exceção de pórticos muito altos e esbeltos.

Com base nessas considerações, no estudo que segue, será estimada em 65 % a contribuição da flexibilidade das vigas para a deformação lateral do pórtico e em 35 % a dos pilares.

No projeto de um pórtico esbelto, a predominância dos efeitos do vento leva a uma tendência de igualdade entre as armaduras A_s e A_s' das vigas. Assim, podem-se utilizar as equações (5) e (6) para relacionar as parcelas dos deslocamentos horizontais, relativas à flexibilidade de vigas e de pilares, resultantes da análise não linear física, com as correspondentes parcelas resultantes da análise linear. Simultaneamente, aplicando as recém mencionadas proporções de 65% e 35% de contribuição destas parcelas para os deslocamentos horizontais totais e seguindo a mesma linha dedutiva apresentada na seção 4 de Ellwanger [1], pode-se mostrar que:

$$(EI)_{sec} = 0.5755E_{CS}I_C/r \quad (7)$$

3. Componentes da deformação lateral de um pórtico

Em subestruturas do tipo pórtico plano, predominam as deformações por flexão das barras individuais de viga e pilar. Quando um pórtico é submetido a ações horizontais, o momento fletor global é predominantemente absorvido na forma de forças normais nos pilares, para as quais a estrutura proporciona uma considerável rigidez. Assim, é a força cortante global que causa a maior parte das deformações horizontais do pórtico.

Além disso, existe um fator causador de deformações, cuja importância aumenta com a altura e a esbelteza do pórtico. Associado ao recém mencionado momento fletor global, ele consiste no encurtamento de alguns pilares e alongamento de outros, causando flexão no pórtico como um todo. Assim, segundo Taranath [9], os pórticos podem ser modelados por barras verticais, engastadas na base e livres no topo, nas quais ocorrem simultaneamente deformações por flexão e por corte.

A figura 2-a mostra um pórtico plano submetido a uma ação horizontal uniformemente distribuída de taxa w , bem como uma barra vertical de seção transversal constante, equivalente ao pórtico. Os deslocamentos $y(x)$ dos pontos do eixo da barra e as respectivas derivadas $\phi(x)$ podem ser expressos pela soma das componentes devidas aos efeitos de flexão e de corte, identificados respectivamente pelos subíndices F e C :

$$y(x) = y_F(x) + y_C(x) \quad (8)$$

$$\phi(x) = \phi_F(x) + \phi_C(x) \quad (9)$$

Convém observar que $\phi_F(x)$ corresponde efetivamente às rotações das seções da barra causadas pela flexão, enquanto $\phi_C(x)$ representa simplesmente a declividade da deformada causada pelo efeito de corte. O comportamento da barra sob o efeito da flexão é expresso por:

$$EJ \frac{d^2 y_F}{dx^2} = -M(x) = w(\ell - x)^2/2 \quad (10)$$

ℓ é o comprimento da barra, E é o módulo de elasticidade longitudinal do material e $M(x)$ é o momento fletor global, considerado

negativo quando causar tração na face esquerda da barra; J é o momento de inércia de sua seção transversal, o qual pode ser obtido em função das áreas das seções dos pilares do pórtico e das distâncias entre seus eixos e o centróide dessas áreas.

Para expressar o comportamento da estrutura sob o efeito de corte, utiliza-se um coeficiente de proporcionalidade S entre a força cortante global $Q(x)$ e a declividade da deformada, dada pela componente $\phi_C(x)$. Assim, o coeficiente S representa a rigidez do sistema (pórtico plano) à força cortante global. Constata-se que, na verdade, ele pode sofrer variações ao longo da altura do pórtico, as quais são mais pronunciadas junto à base. Smith and Coull [10] apresenta uma expressão aproximada para a obtenção de S em um pavimento qualquer i ($i > 1$):

$$S_i = \frac{12E}{h_i(1/G_i + 1/C_i)} \quad (11)$$

h_i é a altura do pavimento i . G_i representa o somatório das razões I/L , sendo I o momento de inércia e L o comprimento de cada barra de viga do pavimento i ; C_i tem o mesmo significado de G_i em relação às barras de pilar. Para o primeiro pavimento, no caso de todos os pilares serem engastados na base, a expressão de S assume a forma:

$$S_1 = \frac{12E(1 + C_1/6G_1)}{h_1(2/3G_1 + 1/C_1)} \quad (12)$$

Os exemplos deste trabalho, apresentados na seção 5, caracterizam-se pela repetição da geometria de vigas e pilares em todos os pavimentos. Assim, aplicando as equações (11) e (12), resulta, para cada exemplo, um valor único de S_i ($i > 1$), além de um valor de S_1 . Por sua vez, a relação S_i/S_1 , calculada para cada exemplo, varia significativamente, apresentando uma mediana de 2,17. No presente estudo, para fins de simplicidade da formulação, será feita uma experiência com a adoção de um valor fixo para a relação S_i/S_1 . Será adotado o valor 2, por ser o inteiro mais próximo da mediana recém mencionada. Por se tratar de aproximação baseada numa simples amostra, fica passível de aferição a repercussão da mesma nos resultados de exemplos, não só deste trabalho, como também de quaisquer outros em que o método aqui proposto continue sendo pesquisado.

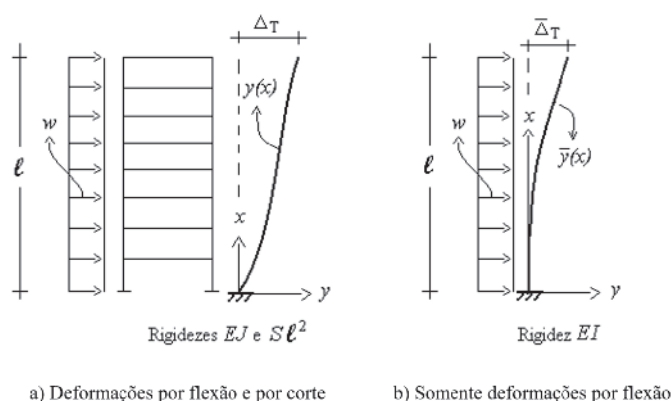


Figura 2
Barras equivalentes a um pórtico plano

Desta forma, aplicando a condição de proporcionalidade entre $Q(x)$ e $\phi_c(x)$, o comportamento da barra equivalente ao pórtico, devido ao efeito de corte, pode ser expresso por:

$$\phi_c(x) = Q(x)/mS = w(\ell - x)/mS \tag{13}$$

Diante do que foi exposto no penúltimo parágrafo, m será considerado igual a dois para o primeiro pavimento e igual à unidade para os demais. Realizando a integração das equações (10) e (13), aplicando as condições de contorno e de continuidade pertinentes, obtêm-se as funções $y_F(x)$ e $y_C(x)$. Substituindo-as em (8), determina-se $y(x)$; aplicando esta função para $x = l$, resulta:

$$\Delta_T = y(\ell) = \frac{w\ell^4}{8EJ} + \frac{w\ell^4 N}{4S\ell^2} \tag{14}$$

onde

$$N = 1 + (1 - 1/n)^2 \tag{15}$$

Seja agora a barra mostrada na figura 2-b, também equivalente ao pórtico da figura 2-a, submetida ao mesmo carregamento, porém sem a consideração da deformação por corte. Sendo I o momento da inércia da seção transversal, o deslocamento horizontal no topo será dado por:

$$\bar{\Delta}_T = \bar{y}(\ell) = w\ell^4/8EI \tag{16}$$

O item 15.5.2 da ABNT [3], ao tratar do parâmetro de instabilidade, estabelece uma metodologia de determinação do fator $E_{cs}I_c$ de um pilar de seção constante, equivalente a um dado pórtico plano. Segundo esta metodologia, a referida rigidez deve ser obtida calculando-se, inicialmente, o deslocamento horizontal no topo da estrutura de contraventamento (pórtico) sob a ação do carregamento horizontal, que vem a ser o D_T dado pela equação (14).

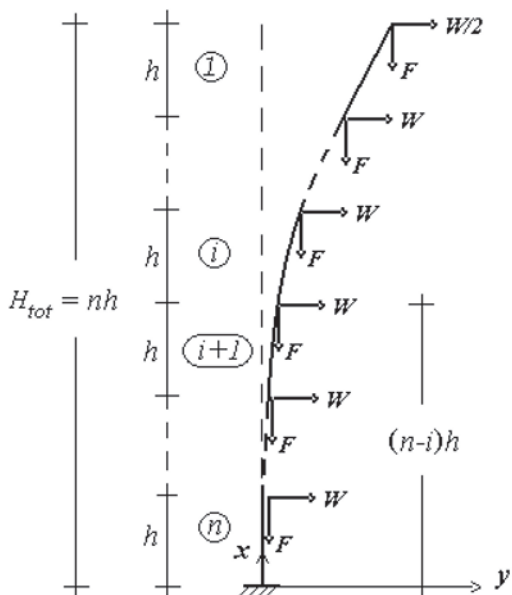


Figura 3
Barra equivalente a um sistema de contraventamento com n pavimentos

Em seguida, obtém-se a rigidez de um pilar equivalente de seção constante tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento horizontal no topo o que, neste caso, vem a ser o $\bar{\Delta}_T$ da equação (16). Isto implica na igualdade entre as duas expressões, o que leva a:

$$S\ell^2 = \frac{2N EIJ}{J - I} \tag{17}$$

4. Os efeitos de segunda ordem no modelo discreto

De acordo com o modelo de Beck e König, descrito na subseção 1.1, um sistema de contraventamento pode ser modelado por uma simples barra de pilar. A figura 3 mostra uma barra engastada-livre, de comprimento H_{tot} , simulando o sistema de contraventamento de um edifício com n andares de mesma altura h , submetido à ação de cargas gravitacionais F (dadas pela soma das ações P e V da figura 1) e de vento ($W/2$ no topo e W nos demais andares); as ações são consideradas com seus valores característicos. Considera-se que a barra tem momento de inércia J constante ao longo de seu comprimento; a rigidez à força cortante é $2S$ no trecho n e S nos demais trechos.

4.1 Interação entre trechos consecutivos

Levando em conta a deformação da barra (não-linearidade geométrica), o comportamento de um trecho qualquer i sob o efeito de corte é expresso por:

$$mS\phi_{Ci}(x) = Q_i(x) = W(i - 1/2) + iF\phi_i(x) \tag{18}$$

Aplicando a equação (9) para o trecho i , substituindo-a em (18) e isolando $\phi_{Fi}(x)$, resulta:

$$\phi_{Fi}(x) = (1 - iF/mS)\phi_i(x) - (W/mS)(i - 1/2) \tag{19}$$

Derivando a equação (19) em relação a x , obtém-se:

$$d\phi_{Fi}/dx = d^2y_{Fi}/dx^2 = (1 - iF/mS)d^2y_i/dx^2 \tag{20}$$

O comportamento do mesmo trecho i sob o efeito da flexão é expresso por:

$$EJ d^2y_{Fi}/dx^2 = -M_i(x) \tag{21}$$

Introduzindo (20) em (21) e expressando $M_i(x)$ em função das ações, resulta:

$$EJ(1 - iF/mS)d^2y_i/dx^2 = W \left\{ (nh - x)/2 + \sum_{j=1}^{i-1} [(n - j)h - x] \right\} - F \left\{ iy_i(x) - \sum_{j=0}^{i-1} y_{i+1}[(n - j)h] \right\} \tag{22}$$

A solução de (22) e sua derivada são dadas por:

$$y_i(x) = \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{i+1}[(n - j)h] + C_{2i-1} \text{sen}(\sqrt{ia_i}x) + C_{2i} \text{cos}(\sqrt{ia_i}x) + \frac{W}{iF} \left\{ \frac{nh - x}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} [(n - j)h - x] \right\} \tag{23}$$

$$\frac{dy_i}{dx} = \phi_i(x) = \sqrt{ia_i} [C_{2i-1} \text{cos}(\sqrt{ia_i}x) - C_{2i} \text{sen}(\sqrt{ia_i}x)] - \frac{W}{iF} \left(i - \frac{1}{2} \right) \tag{24}$$

C_{2i-1} e C_{2i} são constantes de integração e o coeficiente a_i é dado por:

$$a_1^2 = F/E(1 - iF/mS) \quad (25)$$

Aplicando a equação (23) para o topo do sistema ($x = nh$ e $i = 1$), obtém-se:

$$C_2 = -C_1 \tan(na_1h) \quad (26)$$

Tendo sido obtida uma relação entre C_1 e C_2 , será demonstrado a seguir como as constantes de integração relativas a um trecho qualquer da barra podem ser expressas em função das constantes relativas ao trecho imediatamente anterior. Na equação (23), ao substituir i por $i + 1$, obtém-se a função $y_{i+1}(x)$. Expressando sucessivamente $y_i(x)$ e $y_{i+1}(x)$ para $x = (n - i)h$ (transição entre os trechos i e $i + 1$) e seguindo a mesma linha dedutiva apresentada por Ellwanger [2], pode-se demonstrar que:

$$C_{2i+1} \operatorname{sen}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] + C_{2i+2} \operatorname{cos}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] = B_1 \quad (27)$$

onde

$$B_1 = \frac{i}{i+1} \{C_{2i-1} \operatorname{sen}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] + C_{2i} \operatorname{cos}[\sqrt{i}(n-i)a_ih]\} \quad (28)$$

Na transição entre dois trechos quaisquer, a variação brusca da força cortante acarreta um salto na componente $\phi_C(x)$ da inclinação da deformada; por sua vez, a componente $\phi_F(x)$ no final de um trecho é igual à componente no início do trecho seguinte. Substituindo (24) em (19), obtém-se:

$$\phi_{Fi}(x) = \left(1 - \frac{iF}{mS}\right) \sqrt{ia_i} [C_{2i-1} \operatorname{cos}(\sqrt{ia_i}x) - C_{2i} \operatorname{sen}(\sqrt{ia_i}x)] - \frac{W}{iF} \left(i - \frac{1}{2}\right) \quad (29)$$

Na equação (29), ao substituir i por $i + 1$, obtém-se $\phi_{F,i+1}(x)$. A condição de continuidade das rotações ϕ_F implica na igualdade entre estas funções para $x = (n-i)h$, resultando:

$$C_{2i+1} \operatorname{cos}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] - C_{2i+2} \operatorname{sen}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] = B_2 \quad (30)$$

onde

$$B_2 = \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{i+1}} \frac{\sqrt{1-iF/mS}}{\sqrt{1-(i+1)F/mS}} \left\{ C_{2i-1} \operatorname{cos}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] - \right. \\ \left. C_{2i} \operatorname{sen}[\sqrt{i}(n-i)a_ih] \right\} + \frac{Wh}{2i(i+1)^{3/2} a_{i+1} h F [1 - (i+1)F/mS]} \quad (31)$$

A partir das equações (27), (28), (30) e (31), podem-se expressar C_{2i+1} e C_{2i+2} em função de C_{2i-1} e C_{2i} :

$$C_{2i+1} = B_2 \operatorname{cos}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] + B_1 \operatorname{sen}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] \quad (32)$$

$$C_{2i+2} = B_1 \operatorname{cos}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] - B_2 \operatorname{sen}[\sqrt{i+1}(n-i)a_{i+1}h] \quad (33)$$

4.2 Obtenção e comparação entre momentos fletores na base

Uma vez obtida a relação entre as constantes de integração referentes a dois trechos consecutivos da barra, será deduzida a seguir uma expressão para o momento fletor na base da mesma. A condição de rotação ϕ_F nula na base é imposta, aplicando a equação (29) para $x = 0$, $i = n$ (último trecho) e $m = 2$. Em seguida, pode-se isolar C_{2n-1} :

$$C_{2n-1} = \frac{(n-1/2)W}{n\sqrt{na_n}F(1-nF/2S)} \quad (34)$$

Ellwanger [2] mostra que, combinando as equações (20) e (21) com a derivada da (24), obtém-se a seguinte expressão para o momento fletor na base:

$$M(0) = M_n(0) = nFC_{2n} \quad (35)$$

A dedução da expressão de $M(0)$ para um número qualquer n de pavimentos inicia com a aplicação da equação (26), ficando C_2 expresso em função de C_1 . Assim, ao aplicar as equações (32) e (33) para a transição entre o primeiro e o segundo trecho ($i = 1$), resultarão expressões para C_3 e C_4 contendo C_1 como única constante de integração. O mesmo acontecerá com as demais constantes ao aplicar essas equações para os demais trechos. Além disso, em virtude da última parcela da expressão de B_2 , dada por (31), as sucessivas aplicações de (32) e (33) geram para as expressões das demais constantes de integração um termo independente de C_1 , o qual aparece multiplicado por Wh/F . Assim, ao final deste processo, terão sido geradas expressões para C_{2n-1} e C_{2n} (trecho n), as quais podem ser postas na forma:

$$C_{2n-1} = A_1 C_1 + D_1 Wh/F \quad (36)$$

$$C_{2n} = A_2 C_1 + D_2 Wh/F \quad (37)$$

Os termos A_1 , A_2 , D_1 e D_2 resultam das sucessivas aplicações das equações (32) e (33). Combinando as equações (34), (35), (36) e (37), obtém-se a seguinte expressão para o momento fletor na base, incluindo os efeitos de segunda ordem:

$$M^II = M(0) = \frac{WhA_2(n-1/2)}{\sqrt{na_n}hA_1(1-nF/2S)} + Whn \left(D_2 - \frac{A_2 D_1}{A_1} \right) \quad (38)$$

Levando em consideração a equação (25), o termo $a_n h$ que aparece em (38) pode ser posto na forma:

$$a_n h = \sqrt{(F/S)/(\bar{K}(1-nF/2S))} \quad (39)$$

onde

$$\bar{K} = EJ/Sh^2 \quad (40)$$

Por sua vez, os termos $a_i h$ e $a_{i+1} h$ que constam em vários trechos deste trabalho terão uma expressão semelhante à (39), apenas alterando o quociente $nF/2S$ para iF/S ou $(i+1)F/S$, respectivamente. Por outro lado, o momento fletor na base, incluindo apenas os efeitos de primeira ordem, é dado por:

$$M^I = -Wh \left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right) \quad (41)$$

Para a verificação da dispensa de consideração dos efeitos de segunda ordem, o critério do acréscimo dos 10 %, mencionado na subseção 1.1, será aplicado para o momento fletor na base, com os módulos de M^I e M^II dados respectivamente por (41) e (38) (com os sinais invertidos, uma vez que a aplicação destas equações resulta em valores negativos para ambos os momentos). Além disso, sendo este critério aplicado para o estado limite último, de acordo com o item 11.7.1 da ABNT NBR 6118:2014, as cargas W e F das equações (38), (39) e (41) devem ser majoradas por 1,4. Portanto:

$$\frac{-1.4WhA_2(n-1/2)}{\sqrt{na_n}hA_1(1-1.4nF/2S)} - 1.4Whn \left(D_2 - \frac{A_2 D_1}{A_1} \right) \\ \leq 1.1 \times 1.4 Wh \left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right) \quad (42)$$

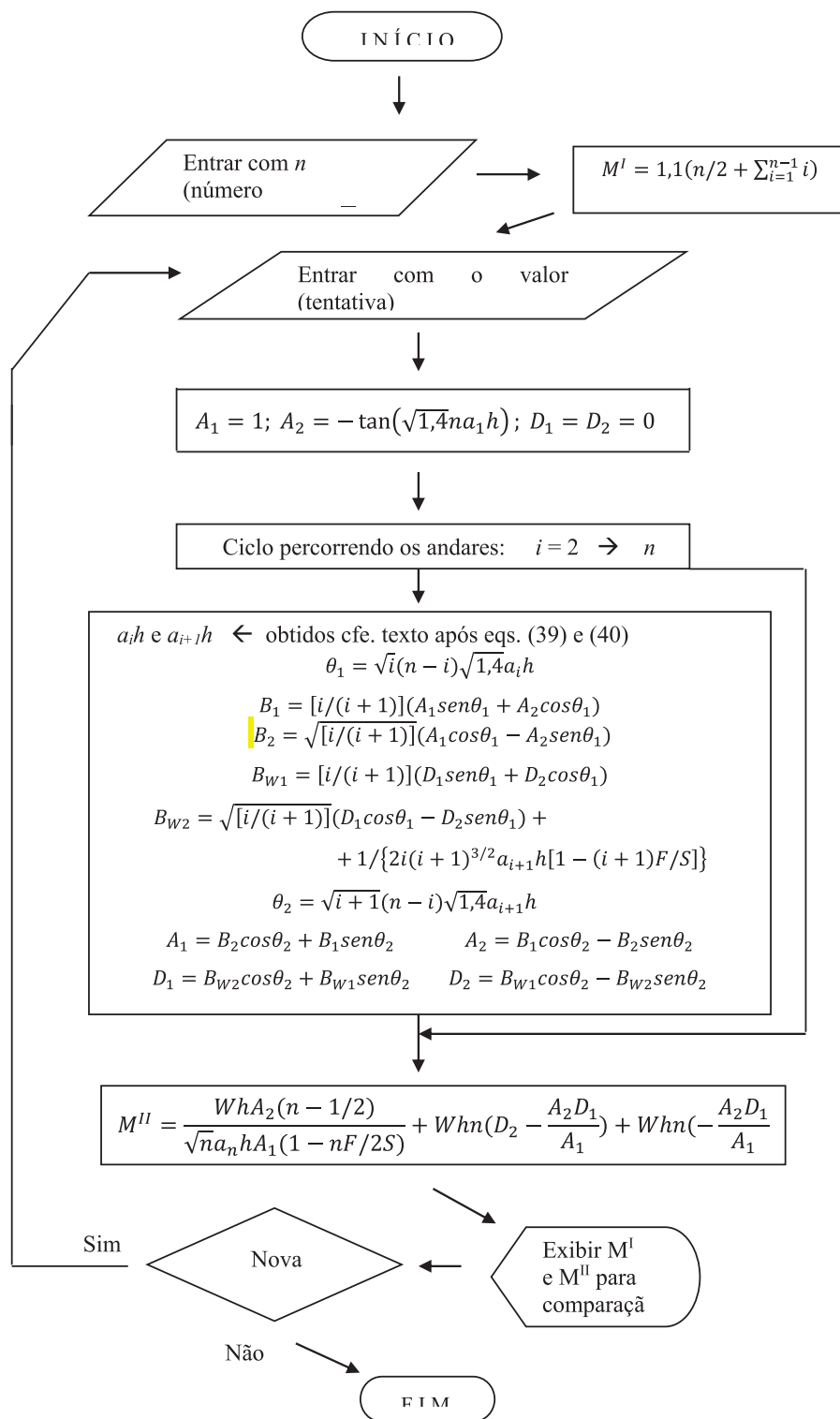


Figura 4 Sequência de operações para a solução da inequação (43)

Tabela 1Valores de α_1 independentes de \bar{K}

Número de andares	α_1
1	0,42
2	0,47
3	0,49
≥ 200	0,65

É tacitamente assumido que o termo $a_n h$, que consta na equação (38), terá sido obtido aplicando-se a equação (39) com $1,4F$ no lugar de F . A mesma alteração deve ser feita na obtenção dos termos $a_n h$ e $a_{i+1} h$ que constam nas equações (28), (31), (32) e (33), para fins de obtenção de A_1 , A_2 , D_1 e D_2 . Efetuando-se os devidos algebrismos, a inequação (42) transforma-se em:

$$\frac{-A_2(n-1/2)}{\sqrt{n}a_n h A_1(1-1,4nF/2S)} - n(D_2 - \frac{A_2 D_1}{A_1}) \leq 1,1 \left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right) \quad (43)$$

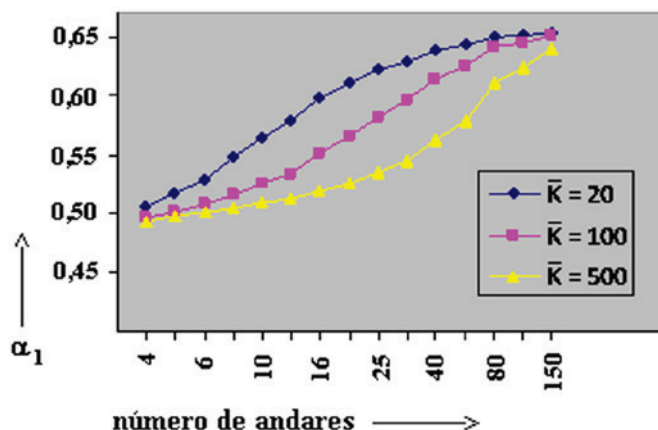
4.3 Obtenção de α_1

Para um pequeno número de andares, podem-se deduzir expressões de A_1 , A_2 , D_1 e D_2 , como funções de F/S , e substituí-las no membro esquerdo de (43). Em seguida, a inequação (43) pode ser resolvida por tentativas, obtendo-se F/S . Todavia, para uma quantidade maior de andares, é necessário aplicar as equações (32) e (33) por múltiplas vezes, o que resulta em expressões muito extensas para A_1 e A_2 , tornando o procedimento inviável.

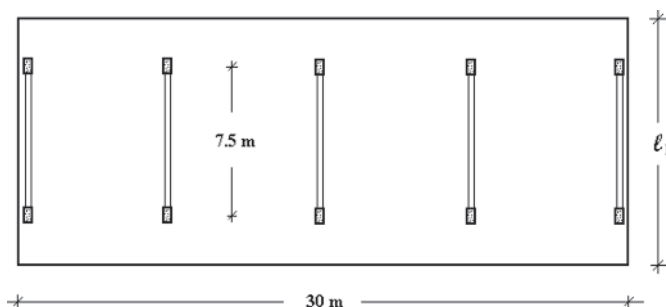
Diante dessa situação, foi desenvolvido um método alternativo de obtenção de F/S para edifícios com um número qualquer de andares, pelo qual a solução também é obtida por meio de tentativas. Porém, no lugar de se deduzirem expressões cada vez mais extensas para A_1 , A_2 , D_1 e D_2 , atribuem-se sucessivamente valores iniciais (tentativas) ao quociente F/S e determinam-se valores numéricos para aquelas variáveis. Em cada tentativa, aplica-se o formulário visto até aqui, de forma a obter valores numéricos para os membros à direita

Tabela 2Valores de α_1 , variando-se \bar{K} e o número de andares

Número de andares	Valores de \bar{K}									
	500	300	250	200	150	100	80	60	40	20
4	0,493	0,494	0,494	0,494	0,495	0,496	0,497	0,498	0,500	0,506
5	0,498	0,499	0,499	0,499	0,500	0,502	0,503	0,505	0,509	0,518
6	0,501	0,502	0,503	0,503	0,505	0,507	0,509	0,512	0,516	0,528
8	0,505	0,507	0,508	0,510	0,512	0,516	0,519	0,523	0,531	0,548
10	0,509	0,512	0,513	0,516	0,519	0,525	0,529	0,535	0,545	0,564
12	0,512	0,516	0,518	0,521	0,526	0,534	0,539	0,546	0,557	0,578
16	0,519	0,526	0,529	0,533	0,540	0,551	0,557	0,566	0,579	0,598
20	0,526	0,535	0,540	0,545	0,553	0,566	0,573	0,582	0,595	0,611
25	0,535	0,548	0,553	0,560	0,569	0,582	0,590	0,598	0,609	0,622
30	0,544	0,559	0,565	0,573	0,582	0,596	0,602	0,610	0,619	0,629
40	0,563	0,580	0,586	0,594	0,603	0,614	0,619	0,624	0,631	0,638
50	0,579	0,596	0,602	0,609	0,616	0,625	0,629	0,633	0,637	0,642
100	0,623	0,633	0,636	0,639	0,642	0,645	0,646	0,647	0,649	0,650
150	0,639	0,644	0,645	0,647	0,648	0,650	0,650	0,651	0,652	0,652

**Figura 5**Gráficos α_1 x número de andares

e à esquerda da inequação (43). Quando estes valores forem suficientemente próximos, de maneira a poderem ser considerados

**Figura 6**

Sistema de contraventamento transversal: exemplos 1, 3, 5, 7 e 9

Tabela 3
Informações gerais dos exemplos 1 a 10

Exemplo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nº de andares	5	5	10	10	20	20	30	30	50	50
Altura (m)	15	15	30	30	60	60	90	90	150	150
Nº de pórticos	3	3	5	3	5	5	9	7	13	11
Espaçamento (m)	10	7,5	7,5	7,5	7,5	4	3,75	5	2,5	3
Nº de vãos	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3
Dimensão l_1 (m)	12	16	12	16	12	18	12	23	20	23
Dimensão l_2 (m)	-	10	-	10	-	12	-	17	-	17

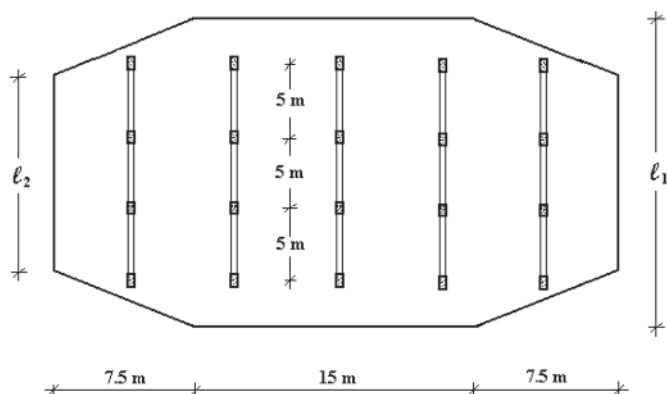


Figura 7
Sistema de contraventamento transversal: exemplos 2, 4, 6, 8 e 10

iguais, o quociente F/S terá sido determinado. Convém ressaltar que na aplicação do processo deve ser previamente fixado o valor de K da equação (40).

Devido à grande quantidade de operações, o método é aplicado com o auxílio de computador. A título de ilustração, apresenta-se na figura 4 um fluxograma com a seqüência de operações de obtenção de F/S por meio de tentativas.

Representando por b a solução de (43) pelo método recém descrito e introduzindo sucessivamente as equações (40) e (17), pode-se escrever:

$$\frac{F}{S} = \frac{F\ell^2}{EI(2N + n^2/\bar{K})} \leq b \tag{44}$$

Pode-se observar na figura 3 que $\ell = H_{tot}/n$ e $F = N_k/n$, conforme definição de N_k na subseção 1.1. Por sua vez, a não linearidade física pode ser considerada substituindo-se EI por $(EI)_{sec}$ dado por (7). Introduzindo essas alterações e extraindo a raiz quadrada de ambos os membros da inequação (44), resulta:

$$H_{tot}\sqrt{N_k/E_{CS}I_C} / \sqrt{0.5755n(2N + n^2/\bar{K})/r} \leq \sqrt{b} \tag{45}$$

Comparando (45) com as equações (1) e (2), conclui-se que o limite α_1 do parâmetro de instabilidade pode ser expresso por:

$$\alpha_1 = \sqrt{0.5755bn(2N + n^2/\bar{K})/r} \tag{46}$$

Assim, entrando-se com o número de andares desejado (n),

pode-se obter b por meio do processo de tentativas já descrito e, em seguida, o valor do coeficiente limite α_1 , aplicando-se a equação (46). Isto foi feito para uma série de quantidades de andares e para diferentes valores de \bar{K} . Considerou-se, para efeitos de estudo, um f_{ck} de 20 MPa, levando o coeficiente r a assumir o valor de 0,85, de acordo com a equação (3). Conseqüentemente, a relação $EI/E_{CS}I_C$ expressa por (7) resulta em 0,677.

Constatou-se que, para um número de andares inferior a quatro e igual ou superior a 200, a variação de α_1 em função de \bar{K} é muito pequena, podendo ser desprezada. Assim, estes valores de α_1 , que podem ser considerados independentes de \bar{K} , são mostrados na tabela 1. Para um número de andares superior a três e inferior a 200, α_1 varia com \bar{K} . A tabela 2 mostra um resumo dos resultados obtidos, onde cada coluna contém valores de α_1 relativos a um valor fixo de \bar{K} . Para não tornar esta exposição demasiadamente extensa, os valores de α_1 são apresentados para uma série de quantidade de andares representativa do intervalo considerado; por sua vez, o conjunto de valores de \bar{K} da tabela representa a faixa de abrangência dos valores de \bar{K} obtidos nos exemplos que se encontram descritos na próxima seção.

5. Exemplos

5.1 Descrição dos testes

A figura 6 mostra a configuração básica, em planta, do sistema de contraventamento transversal de um edifício de planta retangular,

Tabela 4
Dimensões (cm) das seções transversais

Exemplo	Vigas	Pilares
1	25 x 68	25 x 47
2	19 x 47	19 x 47
3	25 x 68	25 x 68
4	20 x 60	20 x 60
5	40 x 76	40 x 100
6	23 x 60	30 x 89
7	33 x 78	40 x 130
8	29 x 65	29 x 117
9	64 x 193	64 x 130
10	+ abas 45 x 12	
	32 x 125	32 x 82
	+ abas 30 x 12	

Tabela 5
Parâmetros de inércia dos exemplos

Exemplo	I_c (m ⁴)	\bar{K}	$(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$
1	0,422	169	0,687
2	0,517	456	0,670
3	3,268	173	0,650
4	3,952	280	0,673
5	22,17	175	0,700
6	35,15	449	0,641
7	66,81	244	0,727
8	133,4	375	0,696
9	299,7	19,5	0,986
10	342,5	69,5	0,967

o qual é constituído por pórticos com vão único de 7,5 m. Da mesma forma, pode-se observar na figura 7 a configuração básica do sistema de contraventamento transversal de um edifício de planta octogonal alongada, sendo formado por pórticos com três vãos iguais de 5 m. Em ambos os casos, os pórticos apresentam-se igualmente espaçados e os vãos são considerados de eixo a eixo de pilar; os elementos contraventados não estão representados. Cada um destes sistemas foi empregado em edifícios de 5, 10, 20, 30 e 50 andares com pé direito de 3 m, constituindo os exemplos 1 a 10, cujas informações gerais constam na tabela 3.

Considerou-se a utilização de um concreto com $f_{ck} = 40$ MPa e agregado constituído por basalto, resultando em um módulo $E_{CS} = 38000$ MPa. Foi considerada uma carga vertical total (valor característico) de 10 kN/m² por pavimento. Adotou-se uma força devida à pressão do vento de 1,5 kN/m² (valor característico), constante ao longo da altura. Esta consideração foi feita por tratar-se de experiência com formulação baseada em modelo com força de vento de taxa constante.

Cada um dos 10 sistemas de contraventamento foi testado com o objetivo de se determinar a relação entre cargas verticais e rigidez horizontal que resultasse em um acréscimo de 10% no momento global da base do edifício, em relação à análise de primeira ordem; com isso, determinava-se o limite α_1 do parâmetro de instabilidade. O procedimento aplicado em cada teste consistiu em atribuir dimensões iniciais às seções das barras dos pórticos e realizar uma análise de segunda ordem, empregando-se o método $P-\Delta$ com processamento em precisão dupla. Por se tratar de sistemas de contraventamento com dupla simetria, adotou-se para a análise, no lugar da estrutura tridimensional, um modelo formado pelos pórticos transversais dispostos num mesmo plano e unidos por bielas.

Em seguida, realizaram-se novas análises de segunda ordem, ajustando-se as dimensões das seções até resultar o acréscimo desejado de 10% no momento global da base. A tabela 4 apresenta as dimensões das seções resultantes desse processo. Foram consideradas seções retangulares para todas as barras, com exceção das vigas dos exemplos 9 e 10, para as quais foram adotadas seções T. Apesar de não se mostrar adequada nos exemplos com maior número de andares, a estruturação em pórticos de vão único e de três vãos foi mantida para fins de comparação.

A obtenção do parâmetro de instabilidade através da equação (1) requer que tenha sido determinada a inércia I_c de um pilar

equivalente ao conjunto de pórticos transversais. Isto foi feito efetuando-se o procedimento prescrito pelo item 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014. Assim, para cada exemplo, a inércia equivalente foi obtida a partir da comparação entre os deslocamentos horizontais no topo, resultantes da análise linear do próprio sistema de contraventamento e de um pilar de referência, submetidos ao carregamento de vento. Os valores de I_c obtidos por meio deste processo encontram-se na tabela 5. O coeficiente \bar{K} de cada sistema de contraventamento foi determinado mediante a aplicação da equação (40), tendo J e S sido obtidos conforme o exposto na seção 3. Os valores de \bar{K} também se encontram na tabela 5.

A não-linearidade física foi considerada por meio da redução da rigidez das barras individuais, expressa pelas equações (5) e (6). Além da aplicação do método $P-\Delta$, também foi realizada uma análise não linear física de cada sistema submetido exclusivamente ao carregamento de vento; trata-se, na verdade, de uma análise linear com a recém mencionada redução das rigidezes. Em seguida, foi obtida a relação $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$ do conjunto de barras dos pórticos de cada exemplo, por meio da comparação entre os deslocamentos horizontais no topo resultantes das análises com e sem redução das rigidezes. Os valores dessa relação constam na última coluna da tabela 5.

5.2 Análise dos resultados

As tabelas 1 e 2 apresentam valores do coeficiente limite α_1 , obtidos por meio da seqüência de operações da figura 4, seguida da aplicação da equação (46). Por sua vez, a figura 5 mostra curvas representando a variação de α_1 com o número de andares, para três diferentes valores de \bar{K} . Observa-se que os valores de α_1 são crescentes com o número de andares, variando entre 0,42 (um pavimento) e 0,655 (para o número de andares tendendo ao infinito). Entretanto, conforme foi salientado no final da seção 4, estes valores foram obtidos para uma relação $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c = 0,677$. Alterando-se esta relação, alterar-se-ão os valores de α_1 na proporção da raiz quadrada da mesma.

A tabela 2 e a figura 5 também mostram que, para um mesmo número de andares, os valores de α_1 são crescentes com a

Tabela 6
Valores de α_1 previstos e encontrados

Exemplo	α_1^1	α_1^2	α_1^3	Diferença ⁴
1	0,503	0,500	0,503	0
2	0,499	0,498	0,496	0,60%
3	0,511	0,518	0,508	0,59%
4	0,511	0,512	0,511	0
5	0,555	0,549	0,558	0,54%
6	0,517	0,528	0,514	0,58%
7	0,587	0,566	0,587	0
8	0,556	0,553	0,561	0,90%
9	0,770	0,642	0,775	0,65%
10	0,747	0,631	0,754	0,94%

¹ Valores encontrados nos exemplos;

² Valores previstos pela tabela 2;

³ α_1 (2) com a correção do fator $(EI)_{sec} / E_{CS}I_c$;

⁴ Diferenças entre α_1^1 e α_1^3 .

diminuição de \bar{K} , ou seja, com a diminuição da rigidez dos pórticos à flexão em relação à rigidez ao corte e, portanto, com o aumento da flexibilidade à flexão em relação à flexibilidade ao corte. Uma maior flexibilidade à flexão está associada à tendência da deformada em apresentar deslocamentos horizontais importantes somente na região superior do edifício, ao contrário da deformada de uma estrutura mais flexível ao corte, na qual os referidos deslocamentos já ocorrem a partir da região inferior. Esta diminuição do número de pavimentos com deslocamentos horizontais importantes faz diminuir a parcela do momento fletor global devida aos

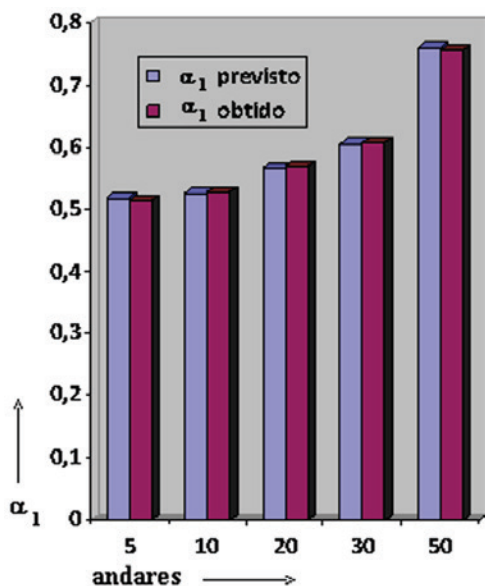


Figura 8
Valores de α_1 : exemplos de vão único

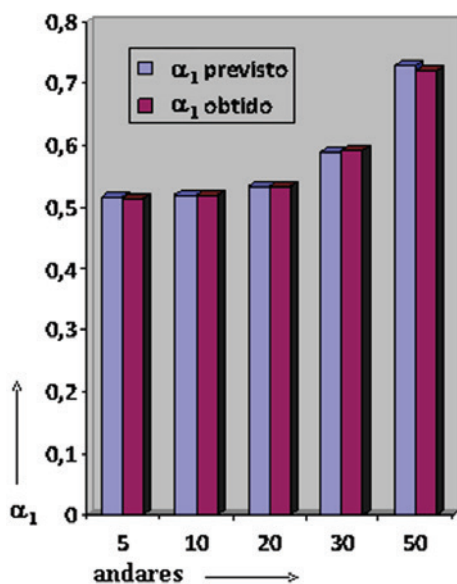


Figura 9
Valores de α_1 : exemplos de três vãos

efeitos de segunda ordem, levando a um aumento no coeficiente limite α_1 .

Os gráficos da figura 5 mostram que a variação de α_1 com \bar{K} é mais pronunciada numa faixa intermediária da quantidade de pavimentos. Por exemplo, para 25 andares, a diferença entre os valores de α_1 referentes a \bar{K} igual a 20 e a 500 é de 16 %, correspondendo a uma diferença de 35 % entre as respectivas razões carga vertical/rigidez horizontal.

Por sua vez, os valores de α obtidos nos exemplos constam na segunda coluna da tabela 6, podendo se observar que eles também aumentam com o número de andares. Para um mesmo número de andares, os valores relativos aos exemplos de vão único tendem a ser superiores aos de três vãos, ocorrendo o contrário com os valores de \bar{K} , conforme consta na tabela 5. Isto está coerente com o exposto anteriormente, pois nos pórticos de vão único, devido ao número menor de pilares, a deformação axial nos mesmos tende a ser maior, levando a uma maior deformabilidade devida à flexão global.

A terceira coluna da tabela 6 apresenta os valores de α_1 obtidos por interpolação dos valores constantes na tabela 2, em função do número de andares e do coeficiente \bar{K} de cada exemplo. Constatou-se que estes valores apresentam, em alguns casos, diferenças significativas em relação aos valores de α encontrados nos exemplos.

Em seguida, os valores de α_1 foram recalculados, substituindo-se o fator $0,5755/r$ das equações (7) e (46) pelos fatores $(EI)_{sec} / E_{CS} J_C$ constantes na tabela 5. Estes valores recalculados de α_1 , juntamente com as diferenças entre eles e os valores de α obtidos nos exemplos, constam respectivamente na quarta e quinta colunas da tabela 6. Consta-se que estas diferenças são inferiores a 1 % para todos os casos. As figuras 8 (exemplos de vão único) e 9 (exemplos de três vãos) demonstram graficamente o bom grau de precisão obtido na previsão dos valores de α_1 .

A necessidade de se recalculer α_1 em função dos fatores $(EI)_{sec} / E_{CS} J_C$ deveu-se basicamente à diferença entre o valor de f_{ck} adotado na construção das tabelas 1 e 2 (20 MPa) e o adotado nos exemplos (40 MPa). Assim, foi principalmente essa diferença que levou à constatação de que, para se atingir um bom grau de precisão na predição do limite α_1 de um edifício com certo número de andares e determinada razão de rigidezes \bar{K} , é necessário avaliar a não linearidade física com um bom grau de aproximação. Consta-se ainda que os valores de α_1 obtidos nos exemplos mostram uma variabilidade que vai de um mínimo de 0,499 no exemplo 2 até um máximo de 0,770 no exemplo 9. A proporção entre estes valores extremos é de aproximadamente 1,5:1. Considerando que a obtenção dos mesmos envolve a extração de uma raiz quadrada, a proporção entre os radicandos (relações carga vertical/rigidez horizontal) associados a esses extremos é superior a 2:1.

Essa variabilidade mostra a importância de se ter uma forma de prever um limite α_1 apropriado à razão \bar{K} e ao número de andares de um dado edifício a ser projetado, no lugar dos valores fixos estabelecidos na seção 15 da ABNT [3]. Assim, por exemplo, em relação ao valor fixo 0,5 (prescrito para 4 ou mais andares), a tabela 2 fornece valores variáveis entre 0,493 (4 andares e $\bar{K} = 500$) e 0,652 (150 andares e $\bar{K} = 40$ ou 20); estes valores foram obtidos para uma relação fixa $(EI)_{sec} / E_{CS} J_C = 0,677$. Determinando essa relação para cada caso, podem-se obter valores ainda maiores de α_1 , conforme se pode constatar nos exemplos apresentados.

6. Conclusões

No presente trabalho, foi desenvolvido um método baseado no modelo discreto de Beck e König (Figura 1), considerando pé-direito constante e força de vento uniforme. O método consiste em resolver a inequação (43) por meio de tentativas e utilizar o resultado na aplicação da equação (46), obtendo-se α_1 . Como o método é aplicado com o auxílio de computador, pode-se obter α_1 para qualquer número de andares e qualquer valor de \bar{K} , conforme se pode observar nas tabelas 1 e 2.

No estudo voltado para sistemas de contraventamento formados exclusivamente por paredes e/ou núcleos, realizado por Ellwanger [2], foram deduzidas fórmulas para a previsão do limite α_1 , dependentes unicamente do número de andares. Por sua vez, os sistemas formados por pórticos, objeto deste trabalho, requerem a definição prévia de dois parâmetros adicionais para se obter α_1 . O primeiro destes parâmetros é a relação \bar{K} entre as rigidezes do sistema à flexão e ao corte, expressa pela equação (40), sendo J e S obtidos de acordo com o exposto na seção 3. O segundo parâmetro é a relação $(EI)_{sec}/E_{CS}I_C$ do sistema de contraventamento (influência da não linearidade física). Uma forma de obtenção da mesma é submeter o sistema a uma nova análise linear, considerando a redução das seções das barras, expressa pelas equações (4) a (6). A relação $(EI)_{sec}/E_{CS}I_C$ é então determinada por meio da comparação entre os deslocamentos horizontais no topo obtidos pelas análises com as seções reduzidas e com as originais.

Um tema para a continuidade da pesquisa nesta área é investigar a viabilidade de se estabelecerem limites inferiores da relação $(EI)_{sec}/E_{CS}I_C$ para determinadas situações (faixas de número de andares, número de vãos, relação altura/largura do edifício, igualdade ou não entre as áreas de armadura A_s e A'_s das vigas etc.) e introduzi-los na equação (46), por meio da substituição do termo $0,5755/r$. Assim, o projetista teria a opção de submeter a estrutura à análise com as seções reduzidas ou simplesmente adotar a estimativa de $(EI)_{sec}/E_{CS}I_C$ recém mencionada.

No estudo voltado a sistemas formados por paredes e/ou núcleos, Ellwanger [2] abordou casos de força de vento uniforme e com variação segundo as prescrições da ABNT NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações (ABNT [11]). Constatou-se que os valores de α_1 , obtidos para estes dois padrões de carregamento, apresentam valores muito próximos entre si, com diferenças inferiores a 1,7%. Assim, este trabalho não abordou casos de força de vento com taxa variável. Entretanto, na continuidade da pesquisa neste tema, é recomendável verificar se a proximidade entre os valores de α_1 para os dois padrões de carregamento também se verifica nos sistemas formados por pórticos.

Os bons resultados obtidos neste trabalho e no de Ellwanger [2] recomendam a adoção do método proposto para pesquisar formas de definição de α_1 também para sistemas formados por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos. Casos de variação no pé direito e na rigidez horizontal ao longo da altura também podem ser abordados. Pode-se investigar ainda a viabilidade de se determinarem fórmulas de interpolação que reproduzam as séries de valores das tabelas 1 e 2. Cabe destacar que tudo isto deve ser feito de forma a manter a simplicidade da formulação, justamente uma das maiores virtudes da utilização do parâmetro de instabilidade.

Convém salientar que os resultados obtidos no presente trabalho referem-se a sistemas estruturais constituídos por pórticos repetitivos e regularmente distribuídos. Para que a adoção de um limite variável para o parâmetro de instabilidade venha a ser incorporada à prática do projeto de estruturas é necessário, contudo, que o método desenvolvido neste trabalho seja testado por meio de uma série de exemplos bem mais abrangente, incluindo pórticos diferenciados e irregularmente distribuídos. Além disso, recomenda-se para os testes um modelo mais realístico de análise, com a simulação da estrutura como um reticulado tridimensional, considerando o comportamento dos pavimentos como diafragmas rígidos.

7. Referências Bibliográficas

- [1] Ellwanger, R.J.; Um limite variável para o parâmetro de instabilidade de estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 5, nº 1, pp. 120-136, São Paulo, 2012.
- [2] Ellwanger, R.J.; Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete wall- or core-braced buildings. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 6, nº 5, pp. 797-810, São Paulo, 2013.
- [3] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Franco, M. and Vasconcelos, A.C.; Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings. *In: Colóquio do CEB-FIP Model Code 1990*, pp. 307-24, Rio de Janeiro, 1991.
- [5] Alves, E.C. e Feitosa, L.A.; Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 8, nº 2, pp. 164-195, São Paulo, 2015.
- [6] Cicolin, L.A.B. e Figueiredo Filho, J.R.; Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 4, nº 3, pp. 481-500, São Paulo, 2011.
- [7] Freitas, F.C., Luchi, L.A.R. e Ferreira, W.G.; Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. *In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 9, nº 2, pp. 153-191, São Paulo, 2016.
- [8] Pinto, R.S. e Ramalho, M.A.; Inércia equivalente das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. *In: Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 9, nº 38, p. 107-136, 2007.
- [9] Taranath, B.S.; Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, Boca Raton, CRC Press, 2010.
- [10] Stafford Smith, B. and Coull, A.; Tall Building Structures: Analysis and Design, New York, John Wiley & Sons Inc., 1991.
- [11] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, 1988.

Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills

Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com alvenaria em edifícios de concreto armado



G. M. S. ALVA^a

alva_gerson@yahoo.com.br
<https://orcid.org/0000-0002-2528-5757>

G. A. MONTANDON^a

guimontandon@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-4010-0933>

Abstract

The behavior of single-storey, single-bay reinforced concrete infilled frame with masonry panel subjected to static horizontal load was studied using two structural models: i) equivalent strut model (ESM) and ii) model with two-dimensional finite elements for state stress plane (MEF). In the first model, an equivalent diagonal strut replaces masonry. The axial stiffness of this element is defined by evaluation of the equivalent diagonal width. In the second model, the infilled frame is modeling by two-dimensional finite elements, requiring the simulation of the sliding and separation between the wall surfaces and the reinforced concrete frame. Although equivalent strut models are more attractive for design, the formulas found in the literature to determine equivalent strut width provide very different values. In addition, most of these formulas ignore some parameters that may be important, such as beam flexural stiffness. For this reason, several numerical analysis were be carried out. The models simulated usual geometric and mechanical characteristics observed in reinforced concrete buildings. The results of the two-dimensional finite element modeling (by software ANSYS) were used as reference for the evaluation of the results provided by the equivalent strut model. The comparison of results allowed the assessment of the analytical expressions for evaluation of the equivalent diagonal width. Based on this assessment, a new expression is proposed for buildings with similar characteristics as analyzed in this paper. The results of numerical simulations with MEF models also allowed for an evaluation of stresses and the probable cracking pattern in infill walls.

Keywords: infilled frames, reinforced concrete frames, diagonal strut model, element finite method, structural analysis.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento de pórticos de edifícios de concreto armado preenchidos com alvenaria frente às ações horizontais, empregando-se dois modelos estruturais: i) modelo de diagonal equivalente (MDE) e ii) modelo com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões (MEF). No primeiro modelo, a alvenaria é substituída por uma barra diagonal equivalente articulada. A rigidez axial dessa barra é definida com o cálculo da largura da diagonal equivalente. No segundo modelo, a alvenaria é modelada por elementos finitos bidimensionais, havendo a necessidade da simulação do deslizamento e da separação entre as superfícies da parede e do pórtico de concreto armado. Embora os modelos de diagonais equivalentes sejam mais atrativos para o projeto, as expressões analíticas da bibliografia internacional para o cálculo da largura da diagonal fornecem valores muito diferentes entre si. Além disso, a maioria dessas expressões desconsidera alguns parâmetros que podem ser importantes, tais como a rigidez à flexão da viga. Por essa razão, foram realizadas diversas simulações numéricas de pórticos isolados de concreto armado preenchidos com blocos cerâmicos com características geométricas e mecânicas usuais em edifícios de concreto armado. Os resultados da modelagem com elementos finitos bidimensionais (via programa ANSYS) foram utilizados como referência para a avaliação dos resultados fornecidos pelo modelo de diagonal equivalente. A comparação de resultados permitiu a aferição das expressões analíticas da bibliografia para o cálculo da largura diagonal equivalente e possibilitou a proposta de uma nova expressão aplicável a edifícios com geometrias similares aos modelos analisados. Os resultados das simulações numéricas com os modelos MEF também permitiram a avaliação das tensões solicitantes e do provável tipo de fissuração nas alvenarias.

Palavras-chave: pórticos preenchidos com alvenaria, pórticos de concreto armado, modelo de diagonal equivalente, método dos elementos finitos, análise estrutural.

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

1. Introduction

Masonry walls in concrete building frame structures are used as sealing elements, which must meet basic requirements for watertightness, thermal and acoustic insulation. However, depending on the type of fixation with the main structure, infill walls can promote this structure's stiffening, performing as bracing walls; in this case also have a structural function.

With the masonry fixed in framed structure, when the building is subjected to lateral loads, the panels interact with the beams and columns, increasing the strength and the stiffness of the entire structure, called *infilled frame structural system*.

However, although fixed in the main structure, masonry panels usually have their stiffness disregarded in the building structural model. Masonry panels, in this case, appear in the structural analysis only as gravity (vertical) loads on the structural members on which they are supported (beams or slabs). In this case, it is seen that disregarding them as structural members is a practice in favor of safety. Nevertheless, according to Parsekian, Hamid and Drysdale [1], there are at least two reasons to show that this practice is not adequate. The first reason is that, in higher buildings, masonry infill walls provide a good contribution to the structure global stiffness compared to lateral loads. By disregarding them, the checks associated with the limit states of the structure would be more conservative. The second reason is that not always disregarding the stiffness of the infill walls leads to a more conservative design. According to these authors, the existence of infill walls at the some locations of the structure can significantly increase the stiffness of that part of the structure, which causes the internal forces distribution. Consequently, certain structural elements can be subjected to higher internal forces than the ones obtained in the structural model in which the infill wall as resistant member is ignored. In addition, a non-symmetrical distribution of the plan view walls can cause torsional moments and significantly change the internal forces distribution.

The most attractive model for considering the interaction between masonry and framed structure under lateral loads is the equivalent strut model (MDE). In this model, masonry is represented by a diagonal strut, whose cross section is defined by the wall thickness and the equivalent strut width. Models with more than one diagonal strut can be used to more accurately simulate the presence of the wall in the structural system. The equivalent strut width can be obtained by means of analytical expressions found in the international literature. Most of these expressions are presented and commented by Asteris et al. [2] for walls without openings. More recently, Morandi, Hak and Magenes [3] have compiled the analytical expressions in order to obtain the equivalent strut width, for both infill walls, without openings and for infill walls with openings.

Although there are several expressions in the literature to calculate the equivalent strut width, they provide very different results among them, which may inhibit the consideration of masonry-structure interaction in modeling (particularly in structural design). According to Araújo [4], the difference between the equivalent strut width values obtained with the various expressions can be higher than 100%. Thus is necessary to be careful in the expression's choice so that a solution contrary to security is not

obtained. It should be noted that most of these expressions disregard some parameters that may be important, such as flexural stiffness of the beam, the ratio between stiffness to beam and to column, as highlighted in Doudoumis [5], or the occurrence of columns with different cross sections in real buildings. Besides, it can be seen in the extensive international bibliography on the subject that there are no explicit indications of recommended expressions that provides more accurate results. In Brazil, no research is currently found to contribute to this.

The modeling of infilled frames can also be carried out by using of the Finite Element Method (FEM) in a plane stress state, which must consider the possibility of separation between the two surfaces (masonry infill wall and reinforced concrete frame) and the sliding between them. The results from this modeling can serve as a basis for the calibration of the equivalent strut width or for the assessment of the analytical expressions assigned to the calculation of the equivalent strut, as demonstrated in Doudoumis [5], Alva et al. [6] and Asteris et al. [7].

Several surveys are found in the international bibliography about the behavior of masonry infilled frames, the majority of which are dedicated to behavior under cyclic (seismic) loading. In Brazil, the number of research on the subject is reduced and more recent. Among the most recent research are those from Alvarenga [8], Santos [9], Tanaka [10], Madia [11], Silva [12] and Sousa [13]. In all of these studies, there was numerical simulation using FEM for simulating the stiffness of the infill walls subjected to lateral loads. The contribution of Alvarenga's investigations [8] deserves to be highlighted, due to the experimental results generated and the proposal of a new model to determine the strength capacity in strut-and-tie models. Regarding to Santos [9], Tanaka [10], Madia [11] and Sousa [13], single-storey reinforced concrete infilled frame were modeled, where the contact between infill wall and frame is simulated by springs. In these studies there are also application examples of the infilled frames modeling of entire structural systems. On the other hand, in Silva [12] the studies were focused on the effects of openings in walls on the structural behavior of infilled frames for checks at Serviceability Limite State. However, in none of the mentioned studies there are more detailed investigations on the differences between the several expressions from the literature for the calculation of the equivalent strut width nor on which expressions can provide better results in relation to the more precise models (FEM models or experimental models).

The central objective of this paper is the assessment of the main analytical expressions found in the specialized literature to calculate the equivalent strut width (MDE). For this purpose, numerical simulations of reinforced concrete frames with clay masonry infills were carried out with 2D finite elements for stress plane state (FEM), with contact's simulation among the masonry-frame interfaces. Numerical models have tried to represent beam spans and floor-to-floor distance commonly used in reinforced concrete buildings for different sizes of beams, columns and clay brick strength. The results provided by the FEM models served as reference for the verification of the analytical expressions presented in the literature. Finally, it is proposed a new expression applicable to buildings with geometries and mechanical properties (frame and masonry) similar to the models analyzed.

2. Equivalent strut model for analysis of infilled frames

2.1 Diagonal strut model (MDE)

The concept of equivalent diagonal strut was presented by Polyakov [14]. From this concept, the wall is replaced by a pin-jointed diagonal strut, as shown in Figure 1.

In the last two decades, important research [2, 3, 7, 15-26] are found in the international specialized bibliography regarding the development and application of strut equivalent models for structural analysis of infilled frames, for both single-strut models and multiple-strut models. It can be seen that important factors on the behavior of infilled frames were investigated: material nonlinearity (especially masonry), the strength capacity and possible failure modes, effects of cyclic loading (in particular seismic actions) and the effects of openings in infill walls.

2.2 Equations for calculating equivalent diagonal strut

For the complete definition of the equivalent strut model, it is necessary to know, besides the mechanical properties and the masonry thickness, the equivalent strut width.

Several analytical expressions are found in literature for the width of the equivalent diagonal strut calculating. However, the results obtained in each of these expressions can lead to differences among them of more than 100% [4,12]. For this reason, a careful selection of the expression to be used is necessary, with a focus on structural safety. Table 1 contains the expressions analyzed in this paper. Figure 2 illustrates the geometric parameters used in

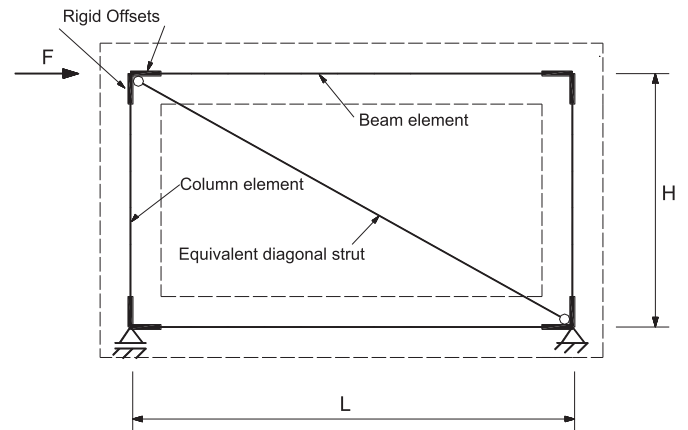


Figure 1
Static scheme of the investigated infill frame: MDE model

Adapted from SILVA [12]

these expressions.

In Table 1:

- a – equivalent strut width;
- α_p – length contact between masonry infill wall and column;
- α_v – length contact between masonry infill wall and beam;
- D – diagonal length of the masonry infill wall;
- E – modulus of elasticity of the masonry infill wall;
- E_p – modulus of elasticity of the column;
- E_v – modulus of elasticity of the beam;
- h – height of masonry infill wall;
- I_p – second moment of area of the column;

Table 1

Yield stress and viscosity of the pastes with varying contents of grinding dust (GD)

Authors	Expressions
Mainstone [27]	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Hendry [28]	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{\lambda_p} \leq l$
Liaw and Kwan [29]	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$
Decanini and Fantin [30]: uncracked	$a = \begin{cases} \lambda_H \leq 7,85 \\ \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$ $a = \begin{cases} \lambda_H > 7,85 \\ \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$
Decanini and Fantin [30]: cracked	$a = \begin{cases} \lambda_H \leq 7,85 \\ \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$ $a = \begin{cases} \lambda_H > 7,85 \\ \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$
Paulay and Priestley [31]	$a = \frac{D}{4}$
Durrani and Luo [32]	$a = \frac{\gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D}{m}$ $m = 6 \cdot \left(\frac{1 + 6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}\right)$
Chrysostomou and Asteris [22]	$a = 0,27 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$

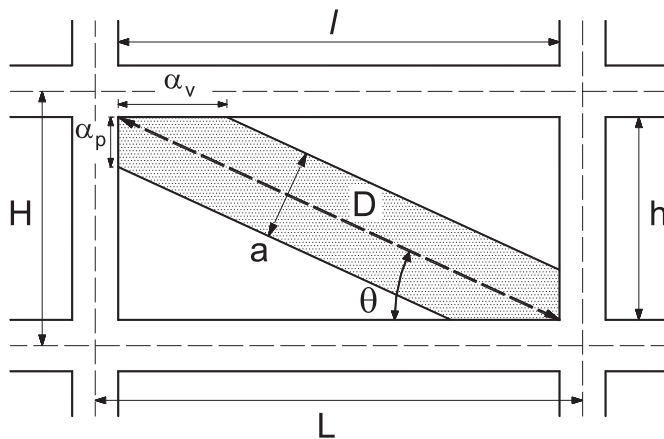


Figure 2
Dimensions used for calculating of equivalent strut width (a)

Adapted from SILVA [12]

I_v – second moment of area of the beam;
 H – height between beam axes (floor-to-floor distance);
 l – length of the masonry infill wall;
 L – distance between column axes;
 t – wall thickness;
 θ – angle whose tangent is the infill height-to-length aspect ratio (as shown in Figure 2).

The factor λ_H (Equation 1) consists of multiplication of the relative panel-to-frame-stiffness parameter (λ_p) and the distance between the beams (H) axes. This parameter consists of a dimensionless parameter ($1/\text{length unit}$) and expresses a stiffness ratio between the infill wall and the column. Most expressions use this factor to get the diagonal strut width. Hendry [28] expression, which uses the length contact between the frame members and the infill wall, the relative stiffness between the infill wall and the beam (λ_v) is also used. Equations 2 and 3 contain the expressions for the calculation of mentioned relative stiffness parameters.

$$\lambda_H = \lambda_p \cdot H \quad (1)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (2)$$

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_v \cdot I_v \cdot l}} \quad (3)$$

It should be noted that the expression of Mainstone [27] is the most known among researchers in the infilled frames analysis, which is employed by FEMA 306 [34].

3. Numerical modeling

3.1 Investigated models

In this paper, 48 different models of single-storey reinforced concrete frames with clay masonry infills were studied. For all models, the height H (height between beam axes) was 3.0 m. The beam

and column widths was 20 cm and the wall thickness (t) was also equal to 20 cm. The varied parameters were the height of the column cross section (same direction of longitudinal axis of the beam) according to Table 2, the height of the beam cross section with the length (span) (Table 3) and the compressive strength of the clay brick (Table 2). Efficiency factor of 0.5 (compressive strength of prisms/compressive strength of clay bricks) was assumed for the calculation of the masonry mechanical properties. Each parameter's code, for nomenclature purposes, is shown in Table 2. The model is the combination of a code for each parameter (eg B30V40P100, the compressive strength of the clay brick equal 3.0 MPa, the height of the beam cross section equal to 40 cm and the height of the column cross section equal to 100 cm).

According to Doudoumis [5] numerical simulations, ratio between the second moment area of the beam and the column (I_v/I_p) causes a significant influence on the structural behavior of infilled frames. In the numerical simulations from [5], models with relationships (I_v/I_p) between 0.25 and 8.0 were analyzed. On the other hand, in this paper, the variation spectrum of (I_v/I_p) is between 0.064 and 8.0.

3.2 Equivalent strut models – MDE

The equivalent diagonal strut widths were obtained in two ways: i) by the analytical expressions from literature (Table 1); ii) obtained from the MDE models calibration according to the results provided by the FEM models, in which the lateral displacement equality between the two models was the calibration criterion.

In order to improve the MDE models results, in which beams and columns were simulated as plane frame members, the finite joint dimensions were considered by rigid offsets. The position of the rigid offsets was defined according to ABNT NBR 6118 [33] (see Figure 3). The values relating to second moment of area of the rigid sections were calibrated with FEM models results, whereby the

Table 2
Nomenclature used for the investigated models

Compressive strength of the clay brick (MPa)	Height of the beam cross section (cm)	Height of the column cross section (cm)
1.5 (B15)	40 (V40)	30 (P30)
		40 (P40)
	50 (P50)	
3.0 (B30)	50 (V50)	60 (P60)
		70 (P70)
	60 (V60)	80 (P80)
		90 (P90)
		100 (P100)

Table 3
Beam cross sections and respective spans

Beam (cm)	Span (m)
20 x 40	4.5
20 x 50	6.0
20 x 60	7.5

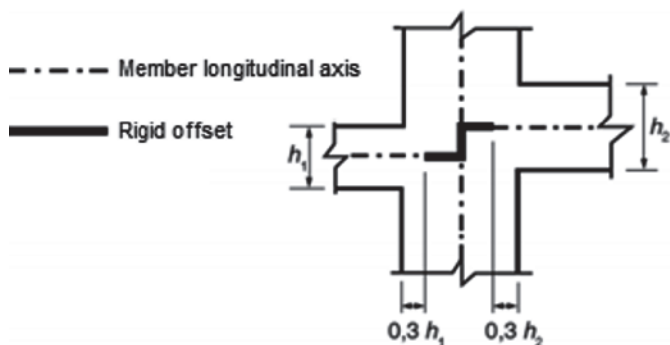


Figure 3
Schematization for considering of rigid offsets

Font: ABNT NBR 6118 [33]

lateral displacement was the calibration criterion. This was performed for both models without the presence of walls.

The infilled frames, simulated with the strut equivalent models, were performed using program for linear analysis of plane frames.

3.3 FEM models

The numerical simulations using the Finite Element Method (FEM) were performed in the ANSYS software. The PLANE182 element from the program library was used for the modeling of both the concrete structure and the clay brick infill wall. This finite element, applicable for the plane stress state case, has four nodes, where each node has two degrees of freedom, which are the translations in the X and Y directions. These directions form the XY plane for analysis of the infilled frame. The discretization was based on a mesh refinement analyzed by Silva [12]. Thus, finite elements of dimensions 5 cm x 5 cm were defined for both the reinforced concrete frame and the infill panel (see Figure 4).

Regarding the contact problem, the CONTA172 / TARGE169 elements were used for the contact pair, which should allow the

simulation of sliding and separation between the surfaces of the reinforced concrete frame and the masonry wall. In the ANSYS program, the normal contact stiffness factor FKN was calibrated in order to obtain the lowest possible penetration between the surfaces without causing numerical inconsistency.

Other parameters defined in the contact problem are the friction coefficient (μ) among the frame-masonry surfaces, the maximum shear strength (stress) between the surfaces ($f_{v,max}$) and the cohesion (τ_0). These parameters were obtained according to the FEMA 306 [34] recommendations, presented in Table 4. In this Table, f_p is the compressive strength of the prism.

Finite Element Analysis does not provide the average stress acting on the entire infill wall, but the stress on nodal points of the infill wall. Thus, in order to avoid acting stresses larger than the strength stresses, the maximum shear stress mobilized between the frame-masonry surfaces was limited to $f_{v,max} = \alpha \cdot f_v$, where $\alpha = 1,5$. Equation 4 calculates the average shear stress on the infill wall (f_v), as recommended by FEMA 306 [34].

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5\sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \text{tg}\theta} \tag{4}$$

f_v – average shear stress on the infill wall;

μ – friction coefficient among the surfaces;

Table 4
Parameters related to the contact problem

Parameter	ANSYS Nomenclature	Value
Cohesion (τ_0)	COHE	$\tau_0 = \frac{f_p}{40}$
Maximum shear stress mobilized ($f_{v,max}$)	TAUMAX	$f_{v,max} = 1,5 \cdot f_v$
Friction coefficient (μ)	Friction coefficient	0.7

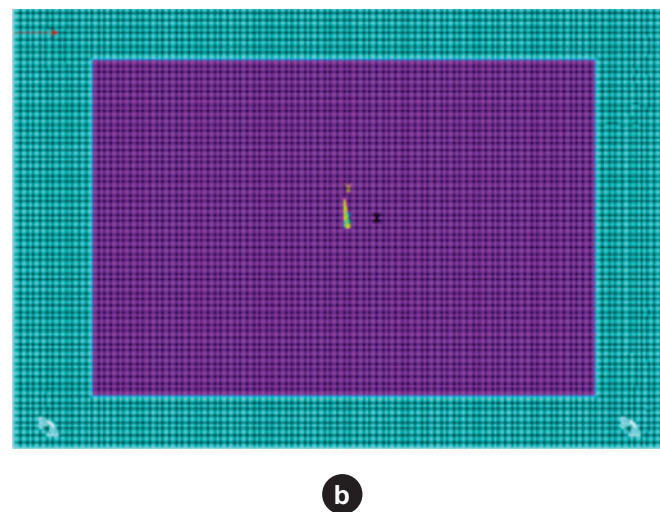
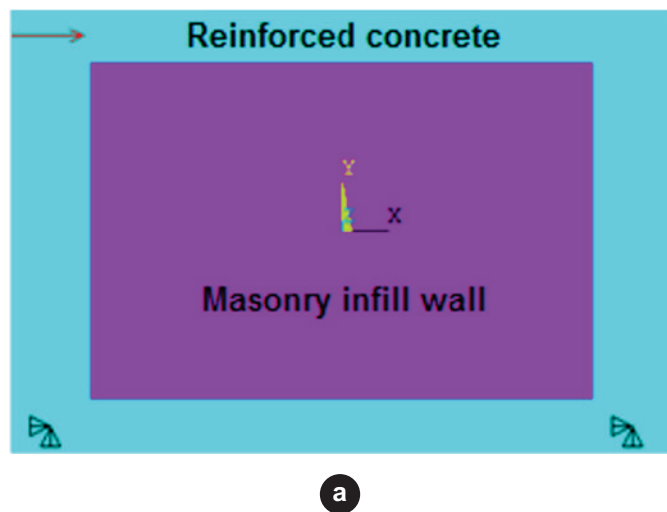


Figure 4
FEM model of masonry infilled reinforced concrete frames: a) boundary conditions; b) model discretization

Table 5

Minimum values for compressive strength of the clay brick (f_b). Adapted from ABNT NBR 15270-1 [35]

Direction of the holes	f_b (MPa)
Horizontal	≥ 1.5
Vertical	≥ 3.0

Table 6

Material mechanical properties

Material	Concrete	Clay brick	
		$f_b = 1.5$ MPa	$f_b = 3.0$ MPa
E (MPa)	25000	450	900
ν	0.2	0.15	0.15

σ_g – vertical stress due to self weight of the infill wall (Equation 5);

$tg\theta$ – height-to-length ratio of the infill wall;

τ_o – cohesion.

$$\sigma_g = \frac{W_{alv}}{l \cdot t} \quad (5)$$

l – wall length;

t – wall thickness;

W_{alv} – total wall weight.

3.4 Mechanical properties

Both the reinforced concrete frame and the masonry wall were assumed as linear elastic materials (in tension and compression) in order to simplify the analysis. Due to this simplification and the fact that the modeling assumes the homogenization of the materials, neither the mechanical characteristics of the steel reinforcement nor masonry mortars are mentioned. In addition, according to ABNT NBR 15270-1 [35], the clay brick has minimum limits for compressive strength depending on the direction of the holes (horizontal or vertical) with which it is built. These limits are expressed in Table 5. Thus, in the numerical analysis, these minimum limits were chosen to establish the strength of the brick in numerical models.

The mechanical properties adopted for the materials, such as the modulus of elasticity (E) and Poisson's coefficient (ν) values, are indicated in Table 6. The reinforced concrete properties were obtained in ABNT NBR 6118 [33] assuming C25 concrete strength class and the masonry properties, according to ABNT NBR 15812 [36]. The elasticity modulus of masonry was obtained as a result of the compressive strength of the prism (f_p), according to Equation 6.

$$E = 600 \cdot f_p \quad (6)$$

According to Parsekian, Hamid and Drysdale [1], the relationship between the compressive strength of the prism and the compressive strength of the brick can vary between 0.30 and 0.60 (clay bricks). For this paper, an intermediate value, corresponding to 50% of the brick strength was considered for the strength of the prism.

3.5 Application of horizontal loads to the models

Alva et al. [6] procedure was followed in order to choose the hori-

zontal loads values to be applied in the models. Initially, horizontal loads were applied concentrated on the frames (beam's longitudinal axis) that produced interstory drifts equal to $H/850$ in the models without infill walls - limit recommended by ABNT NBR 6118 [33] for the Serviceability Limit States verification, as Equation 7. These forces have been reapplied in the models with infill walls for the internal forces in the masonry analysis, in order to verify their stresses level when two consecutive floors are designed with the limits of interstory drifts of ABNT NBR 6118 [33] regarding to Serviceability Limit States.

$$\delta_h \leq \frac{H}{850} \quad (7)$$

δ_h – interstory drift (consecutive floors);

H – Distance between beams or between consecutive floors (Figure 2).

Once the forces were defined, the walls were inserted in the MDE and FEM models, in order to assess the expressions of the literature intended to calculate the equivalent diagonal width. In addition, it has been checked if the acting stresses in the infill wall do not exceed the stresses strengths. Equation 4, Equation 8 and 9 from FEMA 306 [34] allow, respectively, the computation of shear, diagonal tensile and diagonal compressive strength stresses of the infill wall.

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad (8)$$

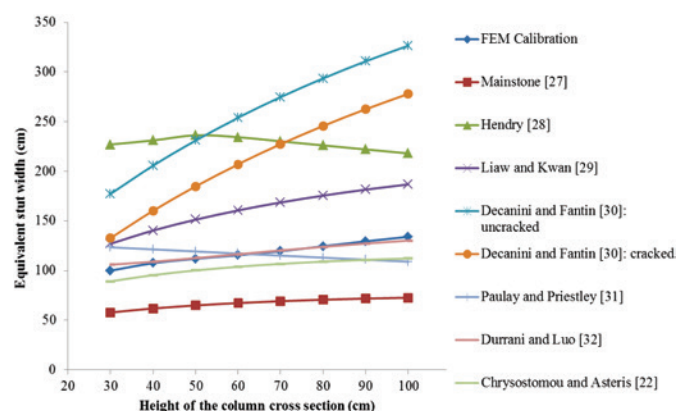
$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (9)$$

$f_{c,\theta}$ – diagonal compressive strength of the infill panel;

$f_{t,\theta}$ – diagonal tensile strength of the infill panel.

4. Results analysis

The equivalent diagonal widths in the MDE models were calibrated with the criterion of displacements, i.e, so that the interstory drift in these models were the same as those obtained in the FEM models. Figures 5 to 10 contain the comparative graphs of the values from the equivalent diagonal strut width according to the

**Figure 5**

Values of equivalent strut widths vs. height of the column cross section: B15V40 models

expressions from the bibliography addressed in this paper and according to the results obtained by FEM calibration.

By analyzing the graphs of Figures 5 to 10, it is possible to note the increase of the width of the equivalent diagonal strut as the height of the column is increased. All expressions analyzed can simulate this tendency of increase, except for Paulay and Priestley [31].

The increase of the compressive strength of the clay brick (from 1.5 MPa to 3.0 MPa) led to a reduction of the equivalent strut width (was

about 8%) referring to the results obtained by FEM calibration. Using the analytical expressions discussed in this paper, such reductions assumed the following values: about 7% for the Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and Chrysostomou and Asteris [22] expressions; about 8% for the Liauw and Kwan [29] expression; about 16% for Hendry [28] and Decanini and Fantin [30] expressions.

It is possible to note that the expression proposed by Durrani and Luo [32] led to results closer to the FEM calibration results. Moreover, this expression was the only one that could simulate the decrease of the equivalent strut width value based on the height increase of the beam section (for a same block resistance), a performance also observed in the calibration results via FEM. It is important to note that the good proximity to FEM results may have occurred because this expression is the only expression among those addressed in this paper which considers the beam mechanical properties.

By analyzing the extreme values provided by the expressions in Figures 5 to 10, it can be seen that Mainstone [27] expression was the most conservative, confirming what is stated in the international bibliography: this expression, in fact, provides the lowest values of equivalent strut width in relation to the others. In turn, the expressions proposed by Decanini and Fantin [30] (uncracked wall) and by Hendry [28] were the ones which provided the highest values.

As it can be seen in the graphs from Figures 5 to 10, the expressions present significant differences among them for value of the equivalent strut width. However, for structural design purposes, the differences that matter are related to the internal forces. In addition,

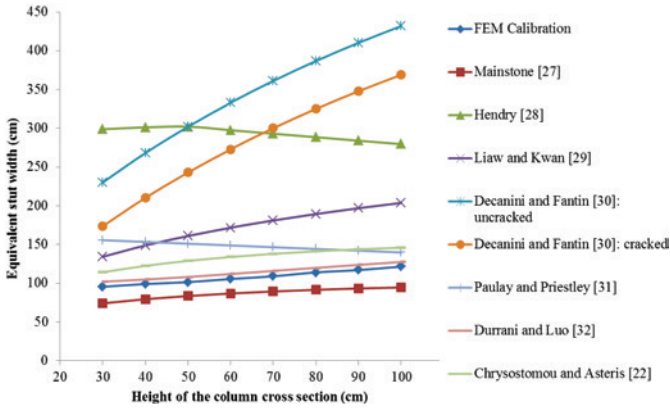


Figure 6
Values of equivalent strut widths vs. height of the column cross section: B15V50 models

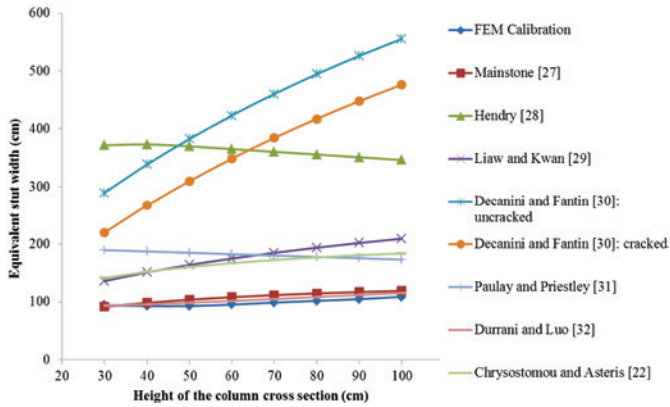


Figure 7
Values of equivalent strut widths vs. height of the column cross section: B15V60 models

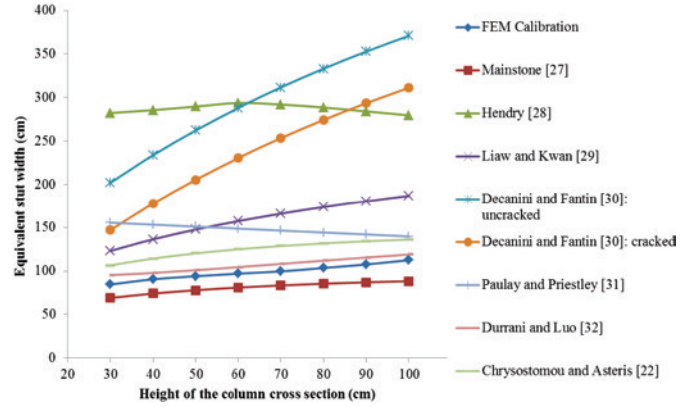


Figure 9
Values of equivalent strut widths vs. height of the column cross section: B30V50 models

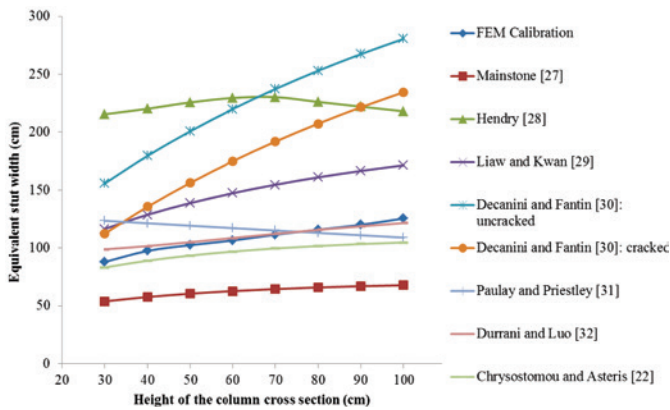


Figure 8
Values of equivalent strut widths vs. height of the column cross section: B30V40 models

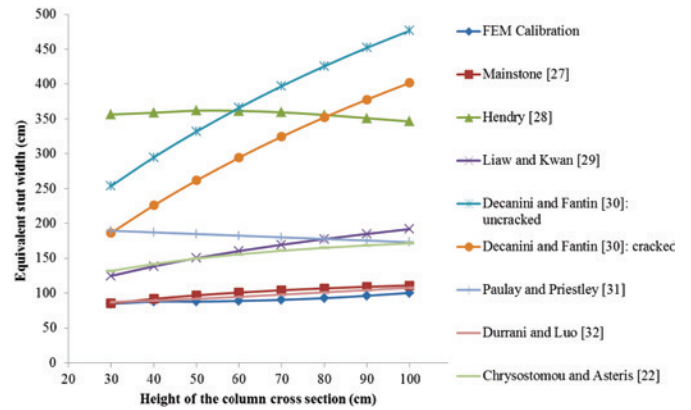


Figure 10
Values of equivalent strut widths vs. height of the column cross section: B30V60 models

because the infilled frame consists of two materials with different mechanical properties, the percentage differences in the equivalent strut width are not expected to be the same as in the internal forces, either in axial force in diagonal strut, which simulates the wall, or in the beams and columns internal forces. Tables 7 to 10 contain results of axial force in equivalent diagonal strut and bending moments at the ends of the upper beam for the B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 and B30V60P30 models. The results

presented in these tables allow to analyze the variation occurred in the internal forces based on different values provided by the literature expressions and cited in this paper to obtain the equivalent strut width. In the mentioned Tables, the FEM calibration column refers to the results obtained with the bar frame models whose equivalent strut width (pinned strut representing the wall) was calibrated with the FEM model results. The calibration criterion was the interstorey drift equality.

Table 7

Comparison of values obtained from B15V40P100 model ($I_v/I_p = 0.064$)

Equation	FEM Calibration	Mainstone [27]	Liaw and Kwan [29]	Decanini and Fantin [30]: uncracked	Durrani and Luo [32]
Equivalent strut width (cm)	134.0	72.7	186.8	326.6	130.2
Axial force in equivalent diagonal strut (kN)	38.1	25.6	45.7	58.2	37.5
Bending moment at the beam end (kN.m)	33.6	41.5	28.9	21.0	34.0

Table 8

Comparison of values obtained from B30V40P100 model ($I_v/I_p = 0.064$)

Equation	FEM Calibration	Mainstone [27]	Liaw and Kwan [29]	Decanini and Fantin [30]: uncracked	Durrani and Luo [32]
Equivalent strut width (cm)	125.5	67.9	171.3	280.5	121.5
Axial force in equivalent diagonal strut (kN)	52.4	38.4	59.2	68.7	51.7
Bending moment at the beam end (kN.m)	24.7	33.4	20.4	14.5	25.1

Table 9

Comparison of values obtained from B15V60P30 model ($I_v/I_p = 8$)

Equation	FEM Calibration	Mainstone [27]	Liaw and Kwan [29]	Decanini and Fantin [30]: uncracked	Durrani and Luo [32]
Equivalent strut width (cm)	94.5	91.7	136.2	371.9	93.8
Axial force in equivalent diagonal strut (kN)	17.7	17.4	21.0	28.7	17.6
Bending moment at the beam end (kN.m)	13.1	13.3	10.8	5.6	13.1

Table 10

Comparison of values obtained from B30V60P30 model ($I_v/I_p = 8$)

Equation	FEM Calibration	Mainstone [27]	Liaw and Kwan [29]	Decanini and Fantin [30]: uncracked	Durrani and Luo [32]
Equivalent strut width (cm)	85.0	85.6	129.4	356.4	87.6
Axial force in equivalent diagonal strut (kN)	22.9	23	26.2	31.9	23.2
Bending moment at the beam end (kN.m)	9.4	9.4	7.1	3.1	9.2

According to the results of Tables 7 to 10, the percentage differences among the equivalent strut width values, axial forces on the equivalent diagonal strut and bending moments at the ends of the beams for the B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 and B30V60P30 were calculated. Such differences, indicated by the graphs from Figures 11 to 14 were calculated taking into account FEM calibration results, which are considered as a reference (accuracy basis).

The results of Figures 11 to 14 indicate that the percentage accuracy loss in the evaluation of the equivalent strut width is not

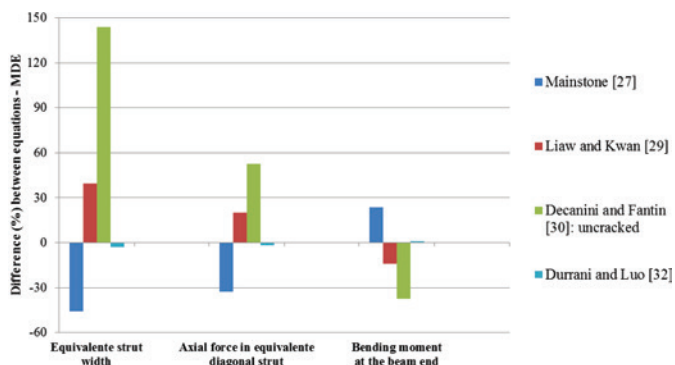


Figure 11
Percentage differences for model B15V40P100

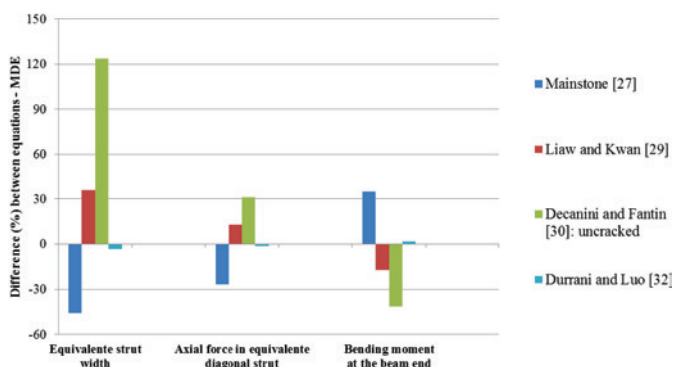


Figure 12
Percentage differences for model B30V40P100

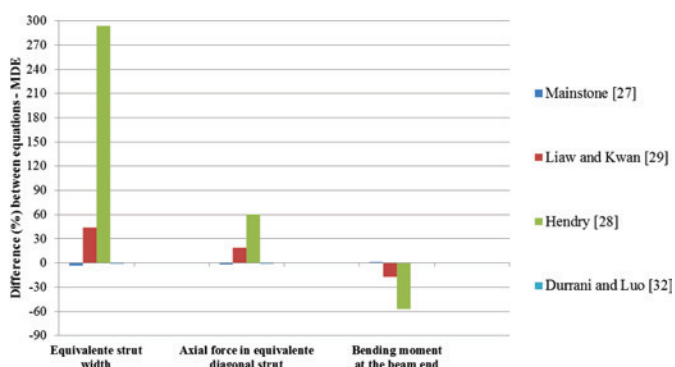


Figure 13
Percentage differences for model B15V60P30

equally reflected in the percentage accuracy loss related to the internal forces. To exemplify, the results obtained can be analyzed by using the expression of Liaw and Kwan [29] in Figures 11 to 14: although this expression leads to differences of accuracy 40% in the equivalent strut width, the differences in terms of internal forces

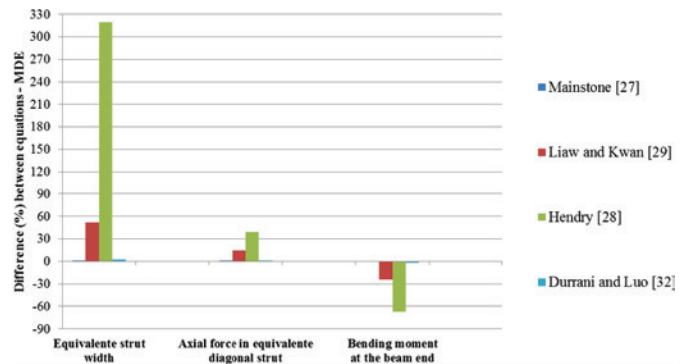


Figure 14
Percentage differences for model B30V60P30

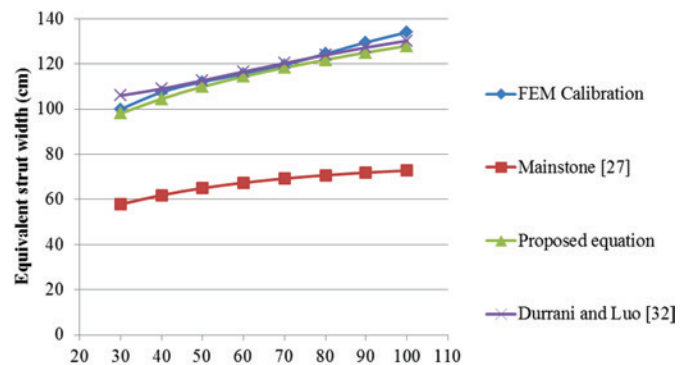


Figure 15
Comparison between equations: Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and proposed equation for B15V40 models

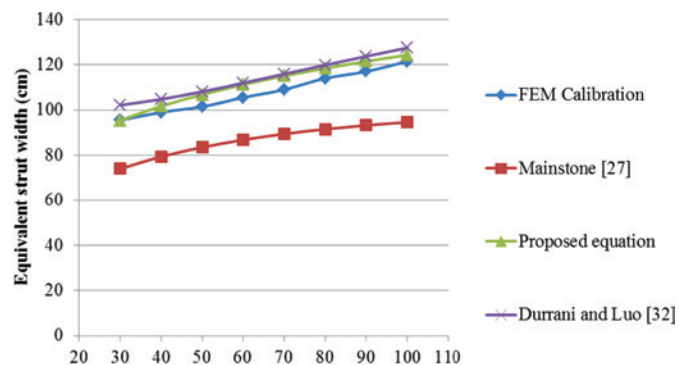


Figure 16
Comparison between equations: Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and proposed equation for B15V50 models

4.3 Proposta de expressão para obtenção da largura da diagonal equivalente

Although it is one of the expressions most known by researchers and recommended in some standard codes, Mainstone's [27] expression did not lead to satisfactory results, as numerical simulations showed using FEM. Thus, a correction was made in Mainstone [27] expression aiming a new expression applicable to buildings with characteristics similar to the models analyzed in this paper is proposed. Similar characteristics refer to the theoretical spans of the beams (4.50 m, 6.00 m and 7.50 m), the interstory height (3.0 m) and the masonry strength (blocks with compressive strength of 1.5 MPa and 3.0 MPa). From the results of the numerical analyzes and by varying (by tries) the parameters from the Mainstone expression [27], the proposed expression was obtained, according to Equation 10.

$$a = 0,51 \cdot (\lambda_H)^{-0,3} \cdot \text{sen}\theta \cdot D \quad (10)$$

In Figures 15 to 20 it is possible to notice that the proposed expression presented closer results to the numerical calibration via FEM if compared to the original Mainstone expression [27].

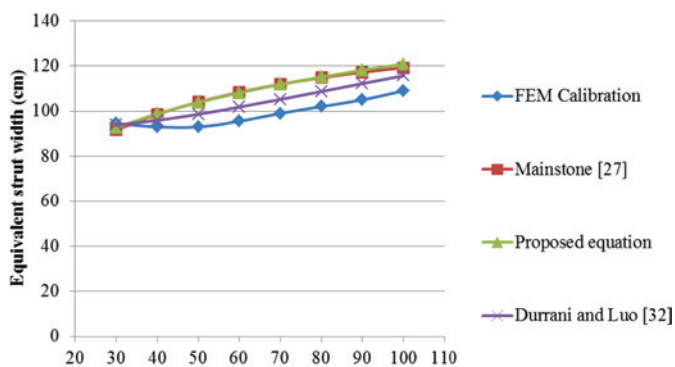


Figure 17
Comparison between equations: Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and proposed equation for B15V60 models

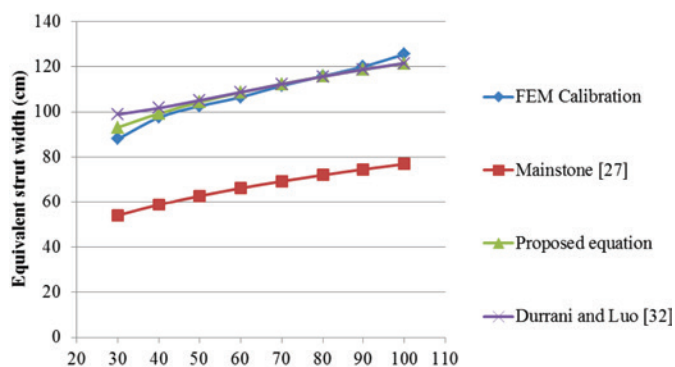


Figure 18
Comparison between equations: Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and proposed equation for B30V40 models

4.4 Acting stresses vs. strength stresses on the infill wall

The acting stresses in the infill masonry wall were obtained in the FEM modeling. Compressive principal stresses, tensile principal stresses and shear stresses were object of analysis. The distribution of such stresses in the panel is shown in Figure 21 for one of the analyzed models. Figure 21 also shows the deformed shape of the infilled frame and the separation between the frame and the wall. The acting stresses values were compared to the values of the strength stresses calculated according to FEMA 306 [34], as presented in Equations 4, 8 and 9.

Tables 11 and 12 show the acting stresses values (tensile principal stresses, compressive principal stresses and shear stresses) besides the strength stresses of the models, in order to evaluate the predicted cracking type.

In all 48 analyzed models, there was no diagonal compression failure. For models with blocks of 1.5 MPa compressive strength, the ratio between the compressive principal stresses and the diagonal compressive strength was between 0.42 and 0.77, with an average value of 0.67. For models with 3.0 MPa compressive strength

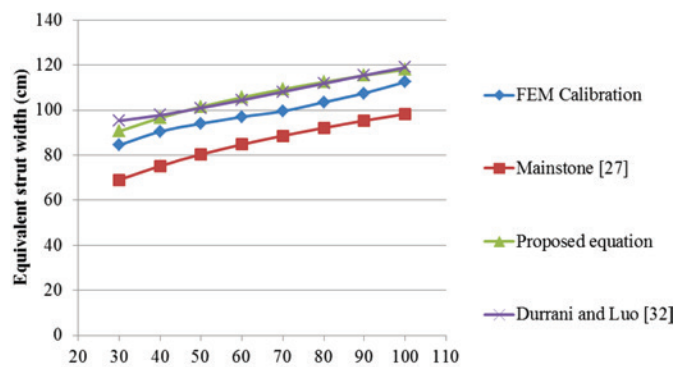


Figure 19
Comparison between equations: Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and proposed equation for B30V50 models

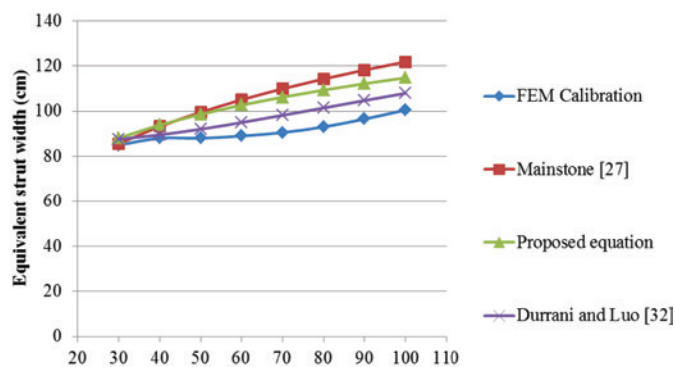


Figure 20
Comparison between equations: Mainstone [27], Durrani and Luo [32] and proposed equation for B30V60 models

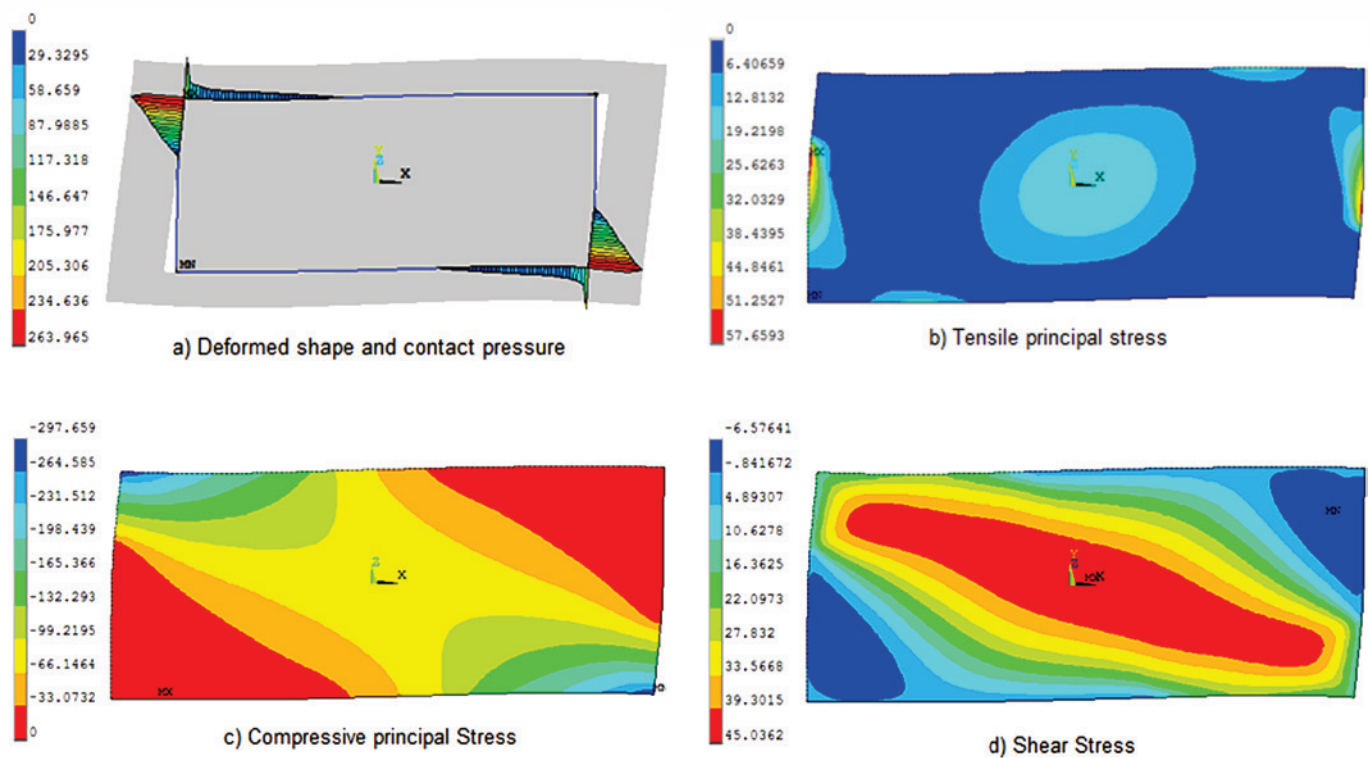


Figure 21
Contact between frame-infill wall and distribution of stresses in the B15V50P50 model (units in kN/m²)

Table 11
Acting and strength stresses in infill walls for B15 models. Units in kN/m²

Model	$f_b = 1.5 \text{ MPa (B15)} \rightarrow f_{c,0.8} = 375 \text{ kN/m}^2 \quad f_{t,0.8} = 18,75 \text{ kN/m}^2$			f_v	Predicted cracking
	Compressive	Tensile	Shear		
B15V40P30	158	12.3	32.4	52.6	None
B15V40P40	205	16.9	42.6	53.6	None
B15V40P50	233	19.3	50.0	54.7	Tensile
B15V40P60	252	21.1	55.4	55.9	Tensile
B15V40P70	264	22.7	59.8	57.3	Tensile/Shear
B15V40P80	279	24.5	63.9	58.7	Tensile/Shear
B15V40P90	292	26.4	68.0	60.3	Tensile/Shear
B15V40P100	306	28.1	72.2	62.1	Tensile/Shear
B15V50P30	173	7.5	26.7	43.0	None
B15V50P40	217	10.4	36.0	43.3	None
B15V50P50	237	18.0	39.2	43.7	None
B15V50P60	254	18.9	42.4	44.0	Tensile
B15V50P70	265	19.2	45.0	44.4	Tensile/Shear
B15V50P80	280	19.5	47.8	44.9	Tensile/Shear
B15V50P90	285	19.6	50.2	45.3	Tensile/Shear
B15V50P100	295	19.8	52.8	45.8	Tensile/Shear
B15V60P30	191	4.5	20.4	38.7	None
B15V60P40	227	6.4	25.7	38.9	None
B15V60P50	244	7.4	30.4	39.1	None
B15V60P60	260	8.0	36.7	39.3	None
B15V60P70	267	8.3	37.2	39.4	None
B15V60P80	274	8.6	38.0	39.6	None
B15V60P90	280	8.8	38.7	39.8	None
B15V60P100	288	8.9	39.6	40.1	None

Table 12Acting and strength stresses in infill walls for B30 models. Units in kN/m²

Model	$f_b = 3,0 \text{ MPa (B30)} \rightarrow f_{c,0} = 750 \text{ kN/m}^2 \quad f_{t,0} = 37,5 \text{ kN/m}^2$			f_v	Predicted cracking
	Compressive	Tensile	Shear		
B30V40P30	216	15.4	40.9	102.3	None
B30V40P40	300	22.1	56.0	104.2	None
B30V40P50	347	25.7	67.8	106.3	None
B30V40P60	374	28.1	76.5	108.7	None
B30V40P70	395	30.5	83.4	111.2	None
B30V40P80	406	33.1	89.2	114.1	None
B30V40P90	416	35.2	94.9	117.2	None
B30V40P100	447	38.1	101.9	120.7	Tensile
B30V50P30	243	11.0	35.0	83.5	None
B30V50P40	330	15.7	44.7	84.2	None
B30V50P50	377	17.8	57.4	84.9	None
B30V50P60	414	18.7	63.4	85.6	None
B30V50P70	427	27.8	67.2	86.4	None
B30V50P80	444	27.0	71.2	87.3	None
B30V50P90	458	26.5	75.1	88.1	None
B30V50P100	480	30.1	79.7	89.1	None
B30V60P30	276	10.6	27.2	75.4	None
B30V60P40	369	15.9	39.4	75.7	None
B30V60P50	429	17.9	50.8	76.1	None
B30V60P60	459	19.5	53.0	76.4	None
B30V60P70	462	20.2	53.0	76.8	None
B30V60P80	476	20.9	54.3	77.2	None
B30V60P90	488	21.5	55.8	77.6	None
B30V60P100	500	21.8	57.6	78.0	None

blocks, the ratio between the compressive principal stresses and the diagonal compressive strength was between 0.29 and 0.67, with an average value of 0.53. It is important to highlight that the non-occurrence of the diagonal compression failure makes valid the results obtained in this paper, since ultimate strength capacity generally occurs due to this type of failure [1, 17, 34].

The occurrence of cracking was predicted in 12 models. For models with bricks of 3.0 MPa compressive strength, the ratio between the main stress strength and the diagonal tensile strength was between 0.28 and 1.02, with an average value of 0.67. There was only 1 model with predicted cracking, which is associated with tensile strength stresses. For models with blocks of 1,5 MPa compressive strength, there were 11 models with predicted cracking. The relationship between the tensile principal stresses and the diagonal tensile strength was between 0.24 and 1.50, with an average value of 0.81. The relationship between the acting shear stresses and the shear strength stresses was between 0.62 and 1.16, with an average value of 0.92. Among the 11 mentioned models, in 8 of these the cracking starts by tensile strength stresses and in the remaining 3 models the cracking starts by shear. It is important to note that the occurrence of tensile strength stresses cracking is not a failure mode of the masonry infill wall, but it is related to a State Service Limit [15].

5. Final considerations and conclusions

This paper was focused on the modeling masonry infilled reinforced concrete frames, using equivalent strut model and two-dimensional

finite elements for state stress plane with the sliding simulation and separation between reinforced concrete frame and infill masonry wall. Using Finite Element software (ANSYS), 48 models of infilled frames were simulated numerically, with distance between columns and interstory height usual in reinforced concrete buildings. The mechanical properties of the infilled masonry were estimated from the standard minimum strength for clay bricks. The columns dimensions, the beams dimensions (height of the cross section and span) and the masonry compressive strength were varied. In all models, horizontal loads were applied that induced the frame without masonry to an interstory drift equal to $H/850$ (where H is the distance between consecutive floors), which consists of the maximum interstory drift recommended by NBR 6118 for Serviceability Limit State (conventional modeling, without contribution of the infill walls as resistant elements). The forces were reapplied to the respective frames, but with the presence of masonry in the structural model. From these considerations, the following conclusions were obtained:

- With the interstory drift fixed at $H/850$, the equivalent strut width increases with the increase of the frame stiffness (dimensions of cross section of the columns). This increase was observed for all the expressions discussed in this paper, except for the expression of Paulay and Priestley [31]. It was also noticed that the increase of the frame stiffness produced acting stresses increases in the infill walls;
- The relevant differences between the equivalent strut width values provided by the main expressions from the literature were confirmed. On the other hand, Durrani and Luo [32] ex-

pression provided the closest results comparing to the results obtained with FEM models. It is worth noting that this expression is the only one that considers the mechanical properties of the beam in the equivalent strut width calculation;

- Internal forces obtained in the infilled frame were compared to the values of the equivalent diagonal strut width calculated with the different expressions. It was noted that the internal forces in the infilled frame vary less than the equivalent strut width variation;
- A new expression was proposed for the equivalent strut width by a modification in the Mainstone expression [27], thus obtaining good results in comparison to the FEM models. It is recommended, however, that the proposed new expression be used for buildings with geometrical characteristics and mechanical properties similar to the infilled frame models analyzed in this paper. For beams, columns and masonry walls with higher strength than those analyzed (such as concrete blocks), the authors suggest possible changes in Mainstone expression [27] as a theme for future studies [27] to improve the accuracy of the results;
- The analysis of 48 FEM models indicated the important influence of the masonry compressive strength for verification of the Serviceability Limit State related to excessive lateral deformations. Based on the comparison of the acting stresses with the strength stresses, in only 1 model was predicted the cracking of the masonry wall with bricks of 3.0 MPa. For masonry walls with 1.5 MPa bricks of compressive strength, cracking was predicted in 11 models. These results also indicate that the limitation of NBR 6118 for interstory drift (H/850) does not guarantee the absence of cracking of the infill walls due to the lateral deformability of the principal structure, which must be accompanied by a minimum strength of masonry.

6. Acknowledgements

To CAPES for financial support.

7. References

- [1] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013. 723 p.
- [2] ASTERIS, P.G.; ANTONIOU, S.T.; SOPHIANOPOULOS, D.S.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of the Structural Engineering*, v.137, n.12, p.1508-1517, 2011.
- [3] MORANDI, P.; HAK, S.; MAGENES, G. Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frames with strong masonry infills. *Engineering Structures*, v.156, p.503-521, 2018.
- [4] ARAÚJO, J. M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. 3ª ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2014. 306p.
- [5] DOUDOUMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frame under monotonic loading. *Engineering Structures*, v.29, p.1004-1024, 2007.
- [6] ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JR., J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R. Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.8, n. 3, p.390-426, 2015.
- [7] ASTERIS, P.G.; CAVALERI, L.; DI TRAPANI, F.; SARTHOSIS, V. A macro-modeling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, v.12, n.5, p.551-566, 2016.
- [8] ALVARENGA, R. C. S. S. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. 331 p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [9] SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. 132p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.
- [10] TANAKA, E.S. Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício. 90p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- [11] MADIA, F.C. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. 142p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- [12] SILVA, L. R. Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- [13] SOUSA, P.V.A. Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado. 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- [14] POLYAKOV, S. V. Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.
- [15] SANEINEJAD, A.; HOBBS, B. Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, v.121, n.4, p.634-650, 1995.
- [16] MADAN, A.; REINHORN, A.M.; MANDER, J.B.; VALLES, R.E. Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, v.123, n.10, p.1295-1302, 1997.
- [17] FLANAGAN, R.D.; BENNETT, R.M. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.125, n.6, p.590-599, 1999.
- [18] EL-DAKHAKHNI, W.W.; ELGAALY, M.; HAMID, A.A. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.2, p.177-185, 2003.
- [19] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J. Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, v.40, n.2, p.69-77, 2007.
- [20] DOLSEK, M.; FAJFAR, P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Engineering Structures*, v.30, p.1991-2001, 2008.
- [21] TASNIMI, A.A.; MOHEBKHAH, A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, v.33, p.968-980, 2011.

- [22] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, p.385-402, 2012.
- [23] ASTERIS, P.G.; GIANNOPOULOS, I.P.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Modeling of Infilled Frames with Openings. *The Open Construction and Building Technology Journal*, v.6, p.81-91, 2012.
- [24] UVA, G.; RAFFAELE, D.; PORCO, F.; FIORE, A. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures*, v.42, p.83-94, 2012.
- [25] MARTINELLI, E.; LIMA, C.; DE STEFANO, G. A simplified procedure for Nonlinear Static analysis of masonry infilled RC frames. *Engineering Structures*, v.101, p.591-608, 2015.
- [26] OZTURKOGLU, O.; UCAR, T.; YESILCE, Y. Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames. *Earthquakes and Structures*, v.12, n.3, p.333-347, 2017.
- [27] MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [28] HENDRY, A. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981.
- [29] LIAW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984.
- [30] DECANINI, L. D.; FANTIN, G. E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.
- [31] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 1992. 768 p.
- [32] DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- [34] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.
- [35] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação. Rio de Janeiro, ABNT, 2005.
- [36] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills

Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com alvenaria em edifícios de concreto armado



G. M. S. ALVA^a

alva_gerson@yahoo.com.br
<https://orcid.org/0000-0002-2528-5757>

G. A. MONTANDON^a

guimontandon@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-4010-0933>

Abstract

The behavior of single-storey, single-bay reinforced concrete infilled frame with masonry panel subjected to static horizontal load was studied using two structural models: i) equivalent strut model (ESM) and ii) model with two-dimensional finite elements for state stress plane (MEF). In the first model, an equivalent diagonal strut replaces masonry. The axial stiffness of this element is defined by evaluation of the equivalent diagonal width. In the second model, the infilled frame is modeling by two-dimensional finite elements, requiring the simulation of the sliding and separation between the wall surfaces and the reinforced concrete frame. Although equivalent strut models are more attractive for design, the formulas found in the literature to determine equivalent strut width provide very different values. In addition, most of these formulas ignore some parameters that may be important, such as beam flexural stiffness. For this reason, several numerical analysis were be carried out. The models simulated usual geometric and mechanical characteristics observed in reinforced concrete buildings. The results of the two-dimensional finite element modeling (by software ANSYS) were used as reference for the evaluation of the results provided by the equivalent strut model. The comparison of results allowed the assessment of the analytical expressions for evaluation of the equivalent diagonal width. Based on this assessment, a new expression is proposed for buildings with similar characteristics as analyzed in this paper. The results of numerical simulations with MEF models also allowed for an evaluation of stresses and the probable cracking pattern in infill walls.

Keywords: infilled frames, reinforced concrete frames, diagonal strut model, element finite method, structural analysis.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento de pórticos de edifícios de concreto armado preenchidos com alvenaria frente às ações horizontais, empregando-se dois modelos estruturais: i) modelo de diagonal equivalente (MDE) e ii) modelo com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões (MEF). No primeiro modelo, a alvenaria é substituída por uma barra diagonal equivalente articulada. A rigidez axial dessa barra é definida com o cálculo da largura da diagonal equivalente. No segundo modelo, a alvenaria é modelada por elementos finitos bidimensionais, havendo a necessidade da simulação do deslizamento e da separação entre as superfícies da parede e do pórtico de concreto armado. Embora os modelos de diagonais equivalentes sejam mais atrativos para o projeto, as expressões analíticas da bibliografia internacional para o cálculo da largura da diagonal fornecem valores muito diferentes entre si. Além disso, a maioria dessas expressões desconsidera alguns parâmetros que podem ser importantes, tais como a rigidez à flexão da viga. Por essa razão, foram realizadas diversas simulações numéricas de pórticos isolados de concreto armado preenchidos com blocos cerâmicos com características geométricas e mecânicas usuais em edifícios de concreto armado. Os resultados da modelagem com elementos finitos bidimensionais (via programa ANSYS) foram utilizados como referência para a avaliação dos resultados fornecidos pelo modelo de diagonal equivalente. A comparação de resultados permitiu a aferição das expressões analíticas da bibliografia para o cálculo da largura diagonal equivalente e possibilitou a proposta de uma nova expressão aplicável a edifícios com geometrias similares aos modelos analisados. Os resultados das simulações numéricas com os modelos MEF também permitiram a avaliação das tensões solicitantes e do provável tipo de fissuração nas alvenarias.

Palavras-chave: pórticos preenchidos com alvenaria, pórticos de concreto armado, modelo de diagonal equivalente, método dos elementos finitos, análise estrutural.

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

1. Introdução

Paredes de alvenaria em estruturas reticuladas de edifícios de concreto são empregadas como elementos de vedação, devendo estes atender a requisitos fundamentais de estanqueidade, isolamento térmico e acústico. Entretanto, dependendo do tipo de fixação com a estrutura principal, as alvenarias podem promover o enrijecimento desta estrutura, funcionando como painéis de contraventamento; neste caso exercem também função estrutural.

Quando os painéis de alvenaria agem como elementos resistentes, tem-se o sistema estrutural de pórticos preenchidos. Estando as alvenarias fixadas na estrutura reticulada, quando o edifício é submetido a ações horizontais, os painéis interagem com as vigas e pilares, aumentando a resistência e a rigidez do conjunto (ou seja, do sistema de pórticos preenchidos).

Entretanto, ainda que fixados na estrutura principal, usualmente os painéis de alvenaria têm a sua rigidez desprezada no modelo estrutural do edifício. Os painéis de alvenaria, neste caso, aparecem na análise estrutural apenas como cargas verticais (peso próprio) nos elementos estruturais sobre os quais estão apoiados (vigas ou lajes). Neste caso, imagina-se que desprezará-los como elementos estruturais seja uma prática à favor da segurança. Entretanto, conforme Parsekian, Hamid e Drysdale [1], existem pelo menos duas justificativas para mostrar que essa prática não é adequada. A primeira justificativa é que, em edifícios mais altos, as alvenarias de preenchimento oferecem boa contribuição para a rigidez global da estrutura frente às ações horizontais. Ao desconsiderá-las, as verificações associadas aos estados limites da estrutura seriam mais conservadoras. A segunda justificativa é que nem sempre a desconsideração da rigidez das alvenarias leva a um dimensionamento mais conservador. Segundos os referidos autores, a existência de paredes em determinadas posições da estrutura pode aumentar significativamente a rigidez dessa parte da estrutura, alterando a distribuição de esforços. Dessa maneira, certos elementos estruturais podem estar submetidos a esforços maiores que os esforços obtidos no modelo estrutural em que se despreza a alvenaria como elemento resistente. Além disso, uma distribuição não simétrica das paredes em planta pode causar momentos torsões e alterar significativamente a distribuição de esforços.

O modelo mais atrativo para a consideração da interação entre alvenaria e estrutura reticulada sob ações horizontais é o modelo de diagonal equivalente (MDE). Neste modelo, a alvenaria é representada por uma barra (biela) diagonal, cuja seção é definida pela espessura da parede e pela largura da diagonal equivalente. Modelos com mais de uma barra diagonal podem ser usados para simular com mais precisão a presença da parede no sistema estrutural. A largura da diagonal equivalente pode ser obtida por meio de expressões analíticas encontradas na literatura internacional. A maioria dessas expressões são apresentadas e comentadas por Asteris et al. [2] para paredes sem aberturas. Mais recentemente, Morandi, Hak e Magenes [3] fizeram uma compilação das expressões analíticas para a obtenção da largura da diagonal equivalente, tanto para painéis sem abertura quanto para painéis com aberturas.

Embora existam diversas expressões na literatura para o cálculo da largura da diagonal equivalente, as mesmas fornecem resultados bastante distintos entre si, o que pode inibir a consideração da interação alvenaria-pórtico na modelagem (em particular em projetos estruturais). Segundo Araújo [4], a diferença entre os valores da largura da

diagonal equivalente obtidos com as diversas expressões pode chegar a ser maior que 100%, sendo necessário cuidado na escolha da expressão para que não se obtenha uma solução contrária à segurança. Cabe destacar que a maioria dessas expressões desconsidera alguns parâmetros que podem ser importantes, como por exemplo, a rigidez à flexão da viga, a razão entre a rigidez à flexão da viga e do pilar, conforme destacado em Doudoumis [5], ou o fato de se ter pilares de seções transversais diferentes no contorno da parede em edifícios reais. Além disso, percebe-se na extensa bibliografia internacional sobre o tema que não há indicações explícitas, de valor orientativo, sobre qual das expressões fornece resultados de maior acurácia. No Brasil, tampouco são encontrados atualmente pesquisas que contribuam nesse sentido. A modelagem de pórticos preenchidos com alvenaria também pode ser realizada por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) em estado plano de tensões, a qual deve considerar a possibilidade de separação entre as duas superfícies (alvenaria-pórtico) e o deslizamento entre as mesmas. Os resultados oriundos dessa modelagem podem servir de base para a calibração da largura da diagonal equivalente ou para a aferição das expressões analíticas destinadas ao cálculo da diagonal equivalente, conforme demonstrado em Doudoumis [5], Alva et al. [6] e Asteris et al. [7].

Inúmeras pesquisas são encontradas na bibliografia internacional sobre o comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, sendo a maioria dessas dedicadas ao comportamento frente às ações cíclicas de sismos. No Brasil, o número de pesquisas sobre o tema é reduzido e mais recente. Dentre as pesquisas mais recentes, podem ser citadas as de Alvarenga [8], Santos [9], Tanaka [10], Madia [11], Silva [12] e Sousa [13]. Em todas essas pesquisas, houve simulação numérica via MEF para a representação da rigidez das paredes frente às ações horizontais. A contribuição do trabalho de Alvarenga [8] merece ser destacada, devido aos resultados experimentais gerados e pela proposta de um novo modelo para determinar a capacidade resistente em modelos de biela e tirante. Nos trabalhos de Santos [9], Tanaka [10], Madia [11] e Sousa [13] foram modelados pórticos isolados de concreto armado de um andar preenchidos com alvenaria, onde o contato entre parede e pórtico é simulado por meio de molas. Nesses trabalhos também há exemplos de aplicação da modelagem de pórticos preenchidos em estruturas inteiras (reais). Por sua vez, no trabalho de Silva [12], os estudos estiveram concentrados nos efeitos das aberturas nas paredes no comportamento estrutural dos pórticos preenchidos para verificações no Estado Limite de Serviço. No entanto, em nenhuma das mencionadas pesquisas há investigações mais aprofundadas sobre as diferenças entre as diversas expressões da literatura para o cálculo da largura da diagonal equivalente nem sobre quais expressões podem fornecer resultados melhores em relação aos modelos mais precisos (modelos MEF ou modelos experimentais).

O objetivo central deste trabalho consiste na aferição das principais expressões analíticas encontradas na literatura especializada para o cálculo da largura diagonal equivalente (MDE). Para esse fim, simulações numéricas de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos foram realizadas com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões (MEF), com simulação do contato entre as interfaces alvenaria-pórtico. Os modelos numéricos procuraram representar vãos de vigas e distâncias entre pisos usuais em edifícios de concreto armado, para diferentes dimensões de vigas, pilares e resistências de blocos cerâmicos. Os resultados fornecidos pelos modelos

MEF serviram de referência para a verificação das expressões analíticas apresentadas na literatura. Por fim, propõe-se uma nova expressão aplicável a edifícios com geometrias e propriedades mecânicas (pórtico e alvenaria) similares aos modelos analisados.

2. Modelo de diagonal equivalente na análise de pórticos preenchidos

2.1 Modelo de diagonal equivalente (MDE)

O conceito de diagonal equivalente foi apresentado por Polyakov [14]. A partir desse conceito, a parede é substituída por uma barra (biela) articulada na direção da diagonal comprimida, conforme ilustrado na Figura 1.

Nas duas últimas décadas, importantes pesquisas [2, 3, 7, 15-26] são encontradas na bibliografia especializada internacional a respeito do desenvolvimento e da aplicação de modelos de diagonal equivalente para análise estrutural de pórticos preenchidos, tanto para os modelos com uma única diagonal quanto para os modelos com múltiplas diagonais. Percebe-se nessas pesquisas que fatores importantes no comportamento de pórticos preenchidos foram objeto de investigação, a saber: a não linearidade física dos materiais (especialmente da alvenaria), a capacidade resistente dos painéis de alvenaria frente aos tipos de ruptura possíveis, o efeito de ações cíclicas (em especial ações sísmicas) e os efeitos da presença de aberturas nas alvenarias.

2.2 Expressões para cálculo da largura da diagonal equivalente

Para a completa definição do modelo de diagonal equivalente, é necessário conhecer, além das propriedades mecânicas e da espessura da alvenaria, a largura da diagonal equivalente.

Tabela 1

Expressões para o cálculo da diagonal equivalente

Autores	Expressões
Hendry [28]	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Liaw e Kwan [29]	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{\lambda_p} \leq l$
Decanini e Fantin [30]: não fissurado	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$
Decanini e Fantin [30]: fissurado	$a = \begin{cases} \lambda_H \leq 7,85 \\ \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$ $a = \begin{cases} \lambda_H > 7,85 \\ \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$
Paulay e Priestley [31]	$a = \begin{cases} \lambda_H \leq 7,85 \\ \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$ $a = \begin{cases} \lambda_H > 7,85 \\ \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$
Durrani e Luo [32]	$a = \frac{D}{4}$
Chrysostomou e Asteris [22]	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $m = 6 \cdot \left(\frac{1 + 6 \cdot E_V \cdot I_V \cdot H}{\pi \cdot E_P \cdot I_P \cdot L}\right)$
Chrysostomou e Asteris [22]	$a = 0,27 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$

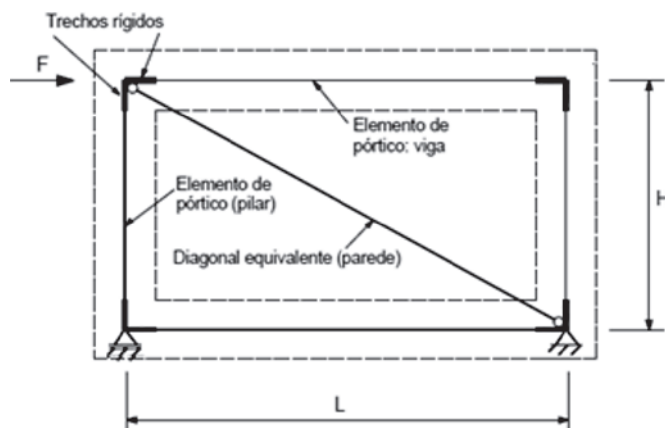


Figura 1 Esquema estático do pórtico estudado: modelo MDE

Fonte: Adaptado de SILVA [12]

Diversas expressões analíticas são encontradas na literatura para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente. Porém os resultados obtidos em cada uma das expressões fornecidas podem apresentar diferenças entre si de mais de 100% [4,12]. Por essa razão, é necessária uma escolha criteriosa da expressão a ser utilizada, mantendo o foco na segurança estrutural. A Tabela 1 contém as expressões analisadas nesse trabalho. A Figura 2 ilustra os parâmetros geométricos empregados nessas expressões.

Na Tabela 1:

a – largura da diagonal equivalente;

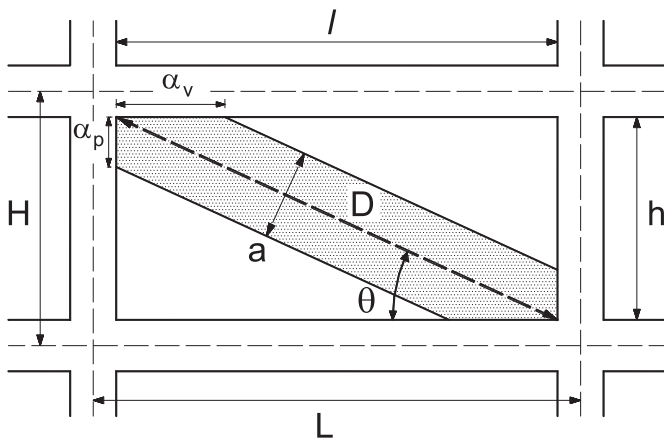


Figura 2
Dimensões empregadas no cálculo da largura da diagonal equivalente (a)

Fonte: SILVA [12]

- α_p – comprimento de contato entre parede e pilar;
 α_v – comprimento de contato entre parede e viga;
 D – comprimento da diagonal da parede;
 E – módulo de elasticidade do material do painel de preenchimento;
 E_p – módulo de elasticidade do pilar;
 E_v – módulo de elasticidade da viga;
 h – altura da parede;
 I_p – momento de inércia do pilar no plano do pórtico preenchido, em torno do eixo perpendicular ao plano da parede;
 I_v – momento de inércia da viga no plano do pórtico preenchido;
 H – distância entre eixos das vigas (distância entre pisos);
 l – comprimento da parede;
 L – distância entre eixo dos pilares (vão teórico da viga);
 t – espessura da parede;
 θ – ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal.

O fator λ_H (Equação 1) consiste na multiplicação do parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pilar (λ_p) com a distância entre os eixos de vigas (H). Este parâmetro consiste em uma grandeza dimensional (1/unidade de comprimento) e expressa uma relação de rigidez entre a alvenaria e o pilar. A maioria das expressões utiliza este fator para obter a largura da barra diagonal equivalente. No caso da expressão de Hendry [28], que utiliza o comprimento de contato entre os elementos do pórtico com a parede, também é utilizada a rigidez relativa entre a parede e a viga (λ_v). As Equações 2 e 3 contêm as expressões para o cálculo dos referidos parâmetros de rigidez relativa.

$$\lambda_H = \lambda_p \cdot H \quad (1)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (2)$$

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_v \cdot I_v \cdot l}} \quad (3)$$

Cabe salientar que a expressão de Mainstone [27] é a mais conhecida entre os pesquisadores na análise de pórticos preenchidos, sendo empregada pela FEMA 306 [34].

3. Modelagem numérica

3.1 Modelos estudados

Neste trabalho foram estudados 48 modelos diferentes de pórticos isolados de concreto armado preenchidos com bloco cerâmicos. Para todos os modelos, a altura H (distância entre eixos das vigas) foi igual a 3,0 m. A largura de vigas e pilares foi de 20 cm e a espessura da parede t também foi igual a 20 cm. Os parâmetros variados foram a altura da seção transversal do pilar (dimensão paralela ao vão da viga), conforme Tabela 2, a altura da seção transversal da viga juntamente com o comprimento do vão (vide Tabela 3) e a tensão resistente do bloco (vide Tabela 2). Assumiu-se, para fins de cálculo das propriedades mecânicas da alvenaria, uma eficiência prisma-bloco igual a 0,5 (relação entre a resistência à compressão do prisma e a resistência à compressão do bloco). O código de cada parâmetro, para fins de nomenclatura dos modelos, é indicado na Tabela 2. O modelo é a combinação de um código de cada parâmetro (ex.: B30V40P100, sendo a resistência à compressão do bloco igual a 3,0 MPa, a altura da seção da viga igual a 40 cm e a altura da seção do pilar igual a 100cm).

De acordo com as simulações numéricas de Doudoumis [5], a razão entre os momentos de inércia à flexão da viga e do pilar (I_v/I_p) exerce influência relevante no comportamento estrutural de pórticos preenchidos. Nas simulações numéricas de [5] foram analisados modelos com relações (I_v/I_p) entre 0,25 e 8,0. Por sua vez, neste trabalho, o espectro de variação de (I_v/I_p) está compreendido entre 0,064 e 8,0.

3.2 Modelos de diagonal equivalente - MDE

As larguras das diagonais equivalentes foram obtidas de duas maneiras: i) por meio das expressões analíticas da literatura (Tabela 1); ii) obtida a partir de calibração dos modelos MDE em função dos re-

Tabela 2
Códigos dos parâmetros variados nos modelos estudados

Resistência à compressão do bloco (MPa)	Altura da viga (cm)	Altura do pilar (cm)
1,5 (B15)	40 (V40)	30 (P30)
		40 (P40)
		50 (P50)
30 (B30)	50 (V50)	60 (P60)
		70 (P70)
		80 (P80)
30 (B30)	60 (V60)	90 (P90)
		90 (P90)
		100 (P100)

Tabela 3
Altura da viga em função do comprimento do vão

Viga (cm)	Vão (m)
20 x 40	4,5
20 x 50	6,0
20 x 60	7,5

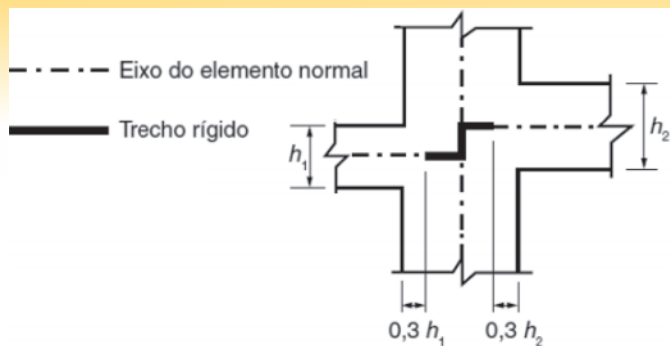


Figura 3
Esquematização de consideração dos trechos rígidos

Fonte: ABNT NBR 6118 [33]

sultados fornecidos pelos modelos MEF, sendo a igualdade de deslocamento horizontal entre os dois modelos o critério de calibração. Para aprimorar os resultados dos modelos MDE, nos quais vigas e pilares foram simulados como elementos de pórtico plano, as dimensões finitas dos nós foram consideradas por meio de trechos rígidos (offsets). A posição dos trechos rígidos foi definida segundo a ABNT NBR 6118 [33] (vide Figura 3). Os valores de momento de inércia à flexão dos trechos rígidos foram calibrados com os resultados dos modelos MEF, sendo o deslocamento horizontal o critério de calibração. Esta foi realizada para ambos os modelos sem a presença das paredes.

Os pórticos preenchidos, simulados com os modelos de diagonal equivalente, foram processados em programa de análise linear de pórticos planos.

3.3 Modelos MEF

As simulações numéricas pelo método dos elementos finitos dos pórticos preenchidos foram realizadas no programa computacional ANSYS. Foi utilizado o elemento PLANE182 da biblioteca do programa, para a modelagem tanto da estrutura de concreto quanto da parede de bloco cerâmico. Este elemento finito, aplicável para o caso de estados planos de tensões, possui quatro nós, onde cada

nó possui dois graus de liberdade, que são as translações nas direções X e Y. Essas direções formam o plano XY, onde se encontra o pórtico preenchido. Quanto à discretização, com base em estudo de refinamento de malha e na pesquisa de Silva [12], foram definidos elementos finitos de dimensões 5 cm x 5 cm, tanto para o pórtico de concreto armado quanto para o painel de alvenaria (vide Figura 4). Em relação ao problema de contato, os elementos CONTA172/TARGE169 foram utilizados para o par de contato, os quais devem permitir a simulação do deslizamento e separação entre as superfícies do pórtico de concreto armado e da parede de alvenaria. No programa ANSYS, o fator de rigidez normal de contato FKN foi calibrado a fim de se obter a menor penetração possível entre as superfícies, sem causar inconsistência numérica.

Outros parâmetros definidos no problema de contato são o coeficiente de atrito (μ) entre as superfícies pórtico-alvenaria, a máxima tensão resistente de cisalhamento entre as superfícies ($f_{v,max}$) e a coesão (τ_0). Esses parâmetros foram obtidos segundo as recomendações da FEMA 306 [34], presentes na Tabela 4. Nessa tabela, f_p é a resistência à compressão do prisma.

A análise por elementos finitos não fornece a tensão média solicitante em toda a parede e sim as tensões solicitantes nos pontos nodais da parede. Dessa forma, a fim de evitar tensões solicitantes de cisalhamento maiores que as resistentes, limitou-se a tensão ao cisalhamento mobilizada entre as superfícies pórtico-alvenaria a uma tensão máxima igual à $f_{v,max} = \alpha \cdot f_v$, onde $\alpha = 1,5$. A Equação 4 calcula a tensão resistente média ao cisalhamento da parede (f_v), recomendada pela FEMA 306 [34].

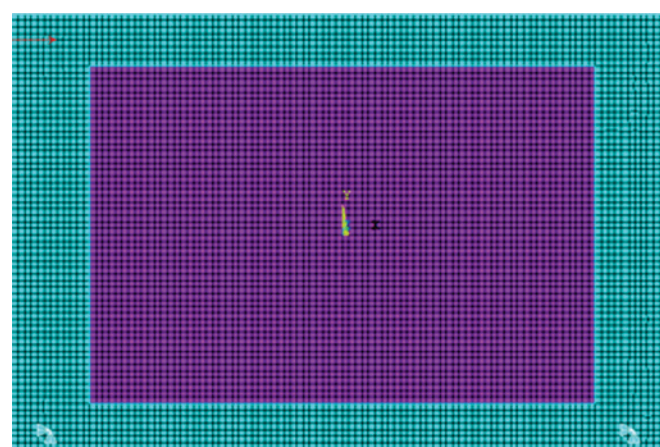
Tabela 4

Parâmetros associados ao problema de contato

Parâmetro	Nomenclatura ANSYS	Valor
Coesão (τ_0)	COHE	$\tau_0 = \frac{f_p}{40}$
Máxima tensão resistente de cisalhamento ($f_{v,max}$)	TAUMAX	$f_{v,max} = 1,5 \cdot f_v$
Coefficiente de atrito (μ)	Coefficiente de fricção	0,7



a



b

Figura 4
Modelo MEF de pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria: a) condições de contorno; b) modelo discretizado

Tabela 5

Valores para tensão resistente à compressão do bloco (f_b). Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15270-1 [35]

Direção dos furos	f_b (MPa)
Horizontal	$\geq 1,5$
Vertical	$\geq 3,0$

Tabela 6

Propriedades mecânicas dos materiais

Material	Concreto	Bloco cerâmico	
		$f_b = 1,5$ MPa	$f_b = 3,0$ MPa
E (MPa)	25.000	450	900
ν	0,2	0,15	0,15

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5\sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \text{tg}\theta} \quad (4)$$

f_v – tensão resistente média ao cisalhamento da parede;
 μ – coeficiente de atrito entre as superfícies;
 σ_g – tensão vertical devido ao peso próprio da parede (Equação 5);
 $\text{tg}\theta$ – relação entre altura e comprimento da parede;
 τ_0 – coesão.

$$\sigma_g = \frac{W_{alv}}{l \cdot t} \quad (5)$$

l – comprimento da parede;

t – espessura da parede;

W_{alv} – Peso total da parede.

3.4 Propriedades dos materiais

Tanto o pórtico de concreto armado quanto a parede de alvenaria foram assumidos como materiais elástico-lineares (na tração e na compressão) a fim de simplificar as análises. Em função dessa simplificação e pelo fato da modelagem assumir a homogeneização dos materiais não se mencionam as características mecânicas das armaduras nem das argamassas. Além disso, segundo a ABNT NBR 15270-1 [35], o bloco cerâmico possui limites mínimos para resistência à compressão em função da direção dos furos (horizontal ou vertical) com o qual ele é construído. Esses limites são expressos na Tabela 5. Logo, nas análises numéricas, foram escolhidos esses limites mínimos para estabelecer a resistência do bloco nos modelos numéricos.

As propriedades mecânicas adotadas para os materiais, tais como os valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), estão indicadas na Tabela 6. As propriedades do concreto armado foram obtidas na ABNT NBR 6118 [33] supondo concreto de resistência C25 e as propriedades da alvenaria, conforme a ABNT NBR 15812 [36]. O módulo de elasticidade da alvenaria é obtido em função da tensão resistente à compressão do prisma (f_p), conforme a Equação 6.

$$E = 600 \cdot f_p \quad (6)$$

Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale [1], a relação entre a resistência à compressão do prisma e a resistência à compressão do bloco pode variar entre 0,30 e 0,60 (blocos cerâmicos). Para este

trabalho, foi considerado como resistência do prisma um valor intermediário, correspondente a 50% da tensão resistente do bloco.

3.5 Aplicação da força horizontal nos modelos

Para a escolha dos valores das forças horizontais a serem aplicadas nos modelos, seguiu-se o procedimento de Alva et al. [6]. Inicialmente, foram aplicadas forças horizontais concentradas no eixo da viga superior dos pórticos que produzissem deslocamentos horizontais relativos iguais a H/850 nos modelos sem parede de preenchimento – limite recomendado pela ABNT NBR 6118 [33] para a verificação dos Estados Limites de Serviço, conforme a Equação 7. Essas forças foram reaplicadas nos modelos com paredes para a análise das solicitações nas alvenarias, a fim de verificar o nível de tensões das mesmas quando dois andares consecutivos são projetados com os limites de deslocamentos horizontais relativos da ABNT NBR 6118 [33] referentes do Estado Limite de Serviço.

$$\delta_h \leq \frac{H}{850} \quad (7)$$

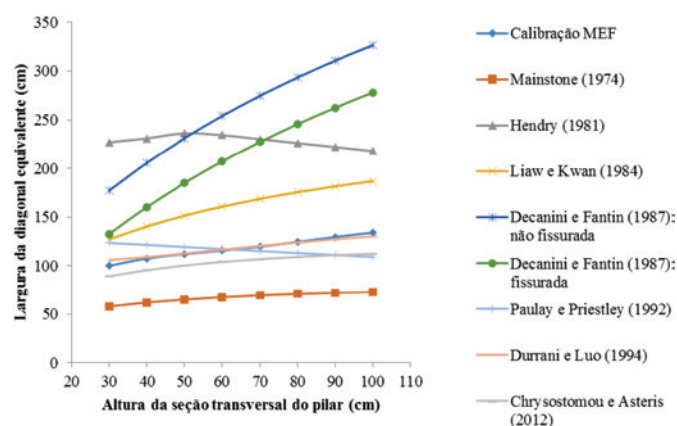
δ_h – Deslocamento horizontal relativo entre andares consecutivos;
 H – Distância entre viga ou entre pavimentos consecutivos (Figura 2)
 Definidas as forças, foram inseridas as paredes nos modelos MDE e MEF, a fim de realizar a aferição das expressões da literatura destinadas ao cálculo da largura da diagonal equivalente. Além disso, foi verificado se as tensões solicitantes no painel de preenchimento não ultrapassam as tensões resistentes. Juntamente com Equação 4, as Equações 8 e 9 da FEMA 306 [34] permitem, respectivamente, o cálculo das tensões resistentes ao cisalhamento, à tração e à compressão diagonal do painel de preenchimento.

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad (8)$$

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (9)$$

$f_{c,\theta}$ – Tensão resistente à compressão diagonal do painel;

$f_{t,\theta}$ – Tensão resistente à tração diagonal do painel.

**Figura 5**

Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B15V40

4. Análise de resultados

As larguras das diagonais equivalentes nos modelos MDE foram calibradas com o critério de deslocamentos, ou seja, de forma que os deslocamentos horizontais relativos nesses modelos fossem iguais aos obtidos nos modelos MEF. As Figuras de 5 a 10 contêm

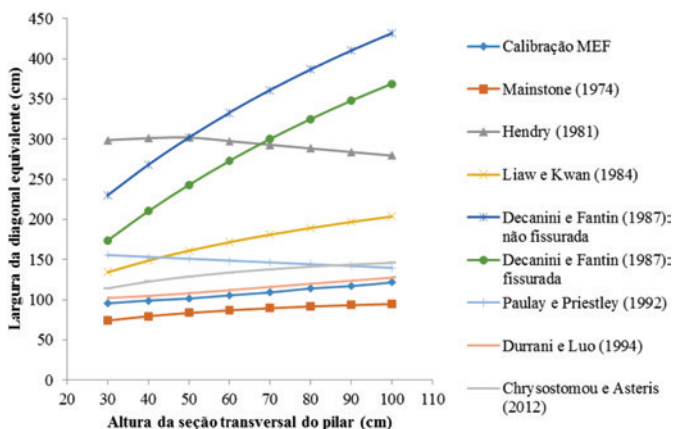


Figura 6
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B15V50

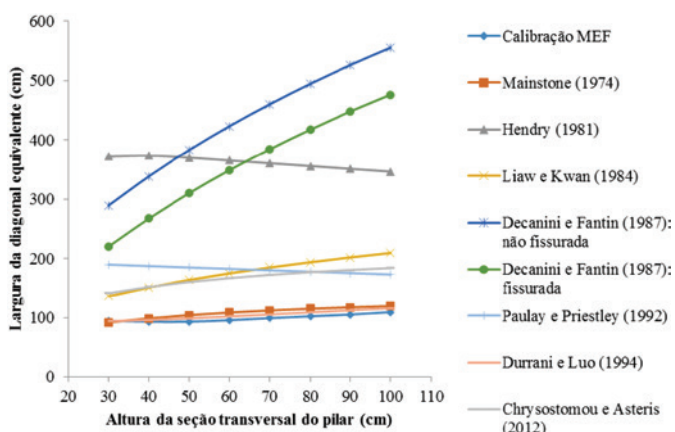


Figura 7
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B15V60

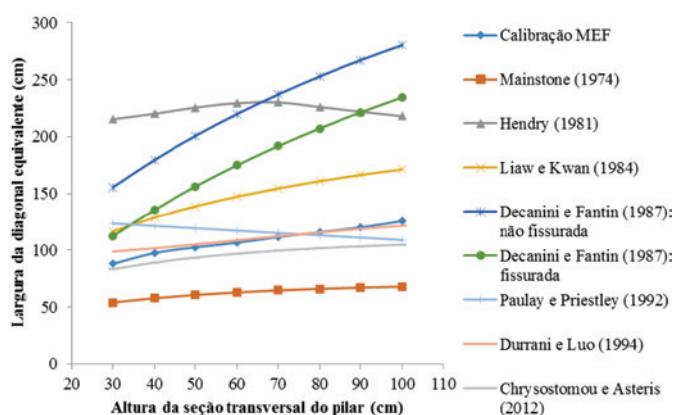


Figura 8
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B30V40

os gráficos comparativos dos valores da largura diagonal equivalente segundo as expressões da bibliografia abordadas neste trabalho e segundo os resultados obtidos via calibração MEF. Pela análise dos gráficos das Figuras 5 a 10, é possível notar o aumento da largura da diagonal equivalente à medida que se aumenta a altura da seção transversal do pilar. Todas expressões analisadas conseguem simular essa tendência de aumento, exceto a de Paulay e Priestley [31].

O aumento da tensão resistente do bloco (de 1,5 MPa para 3,0 MPa) conduziu a uma redução média da largura da diagonal equivalente de cerca de 8%, referente aos resultados obtidos via calibração MEF. Empregando as expressões analíticas abordadas neste trabalho, tais reduções assumiram os seguintes valores: cerca de 7% para as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e Chryssostomou e Asteris [22]; cerca de 8% para a expressão de Liaw e Kwan [29]; cerca de 16% para as expressões de Hendry [28] e Decanini e Fantin [30].

É possível notar que a expressão que conduziu a resultados mais próximos aos resultados da calibração MEF foi a de Durrani e Luo [32]. Além disso, a expressão de Durrani e Luo [32] foi a única expressão que conseguiu capturar a diminuição do valor da largura da diagonal equivalente em função do aumento da altura da seção da viga (para uma mesma resistência do bloco), comportamento também observado nos resultados da calibração via MEF. É importante observar que a boa proximidade com resultados oriundos do MEF pode ter ocorrido pelo fato de que essa expressão é a

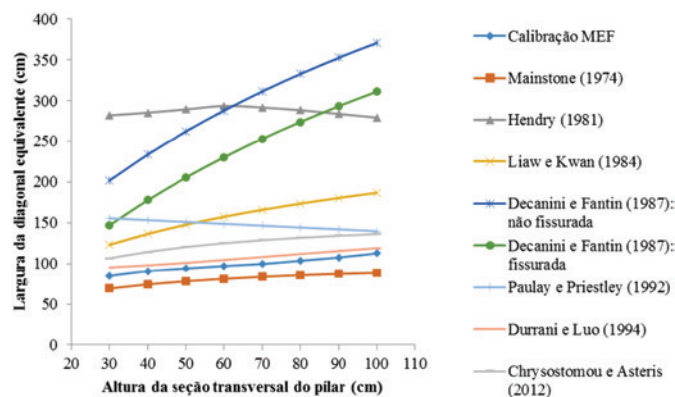


Figura 9
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B30V50

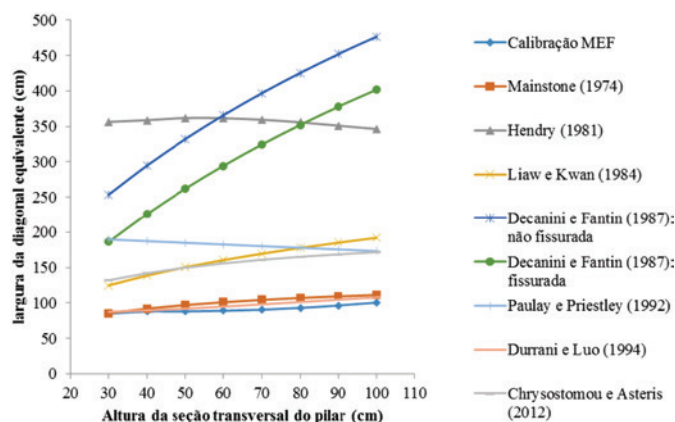


Figura 10
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B30V60

única expressão entre as abordadas neste trabalho que considera as propriedades mecânicas da viga.

Analisando os valores extremos fornecidos pelas expressões nas Figuras 5 à 10, percebe-se que a mais conservadora foi a de Mainstone [27], confirmando o que consta na bibliografia internacional de que esta expressão, de fato, fornece os menores valores de largura de diagonal equivalente em relação às demais. Por sua vez, as expressões de Decanini e Fantin [30] (parede não-

-fissurada) e a de Hendry [28] foram as que forneceram os maiores valores.

Conforme se pode notar nos gráficos das Figuras 5 à 10, as expressões apresentam diferenças significativas entre si para o valor da largura da diagonal equivalente. Entretanto, para a prática de projeto estrutural, as diferenças que importam são as relacionadas com os esforços solicitantes. Além disso, pelo fato de o pórtico preenchido ser constituído por dois materiais com propriedades

Tabela 7

Comparações de valores obtidos no modelo B15V40P100 ($I_v/I_p = 0,064$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
Largura da diagonal equivalente (cm)	134,0	72,7	186,8	326,6	130,2
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	38,1	25,6	45,7	58,2	37,5
Momento na extremidade da viga (kN.m)	33,6	41,5	28,9	21,0	34,0

Tabela 8

Comparações de valores obtidos no modelo B30V40P100 ($I_v/I_p = 0,064$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
Largura da diagonal equivalente (cm)	125,5	67,9	171,3	280,5	121,5
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	52,4	38,4	59,2	68,7	51,7
Momento na extremidade da viga (kN.m)	24,7	33,4	20,4	14,5	25,1

Tabela 9

Comparações de valores obtidos no modelo B15V60P30 ($I_v/I_p = 8$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
Largura da diagonal equivalente (cm)	94,5	91,7	136,2	371,9	93,8
Esforço na diagonal equivalente (kN)	17,7	17,4	21,0	28,7	17,6
Momento na extremidade da viga (kN.m)	13,1	13,3	10,8	5,6	13,1

Tabela 10

Comparações de valores obtidos no modelo B30V60P30 ($I_v/I_p = 8$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
Largura da diagonal equivalente (cm)	85,0	85,6	129,4	356,4	87,6
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	22,9	23	26,2	31,9	23,2
Momento na extremidade da viga (kN.m)	9,4	9,4	7,1	3,1	9,2

mecânicas diferentes, não se espera que as variações percentuais na largura da diagonal equivalente sejam as mesmas ocorridas nos esforços solicitantes, quer seja na força normal da diagonal, que simula a parede, quer seja nos esforços solicitantes das vigas e pilares. As Tabelas 7 a 10 contêm resultados de esforços normais na diagonal equivalente e de momentos fletores nas extremidades da viga superior para os modelos B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 e B30V60P30. Os resultados apresentados nessas tabelas permitem analisar a variação ocorrida nos esforços solicitantes em função dos diferentes valores fornecidos por expressões da literatura citadas neste trabalho para a obten-

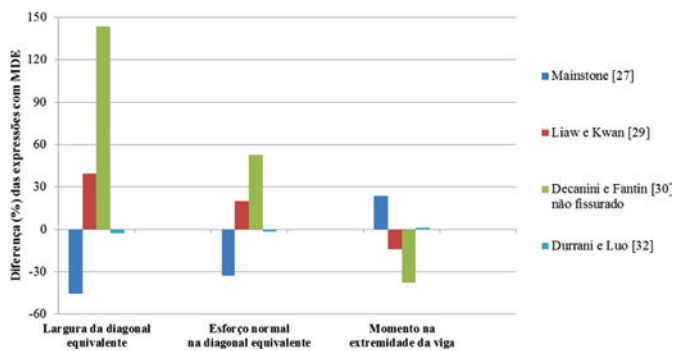


Figura 11 Diferenças percentuais para modelo B15V40P100

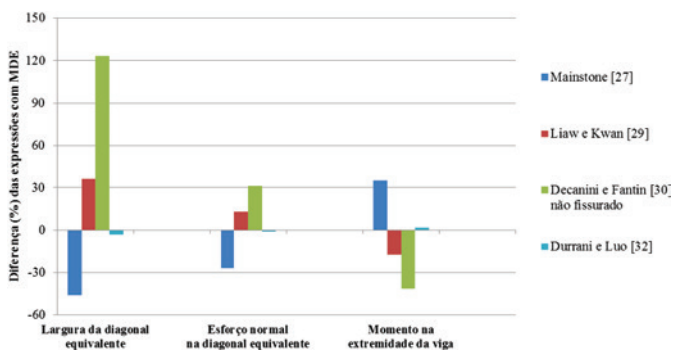


Figura 12 Diferenças percentuais para modelo B30V40P100

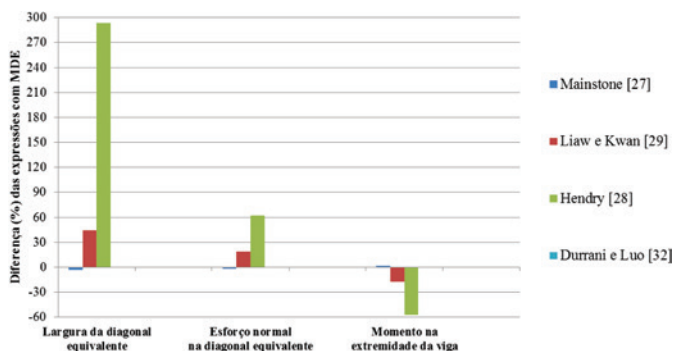


Figura 13 Diferenças percentuais para modelo B15V60P30

ção da largura da diagonal equivalente. Nas referidas tabelas, a coluna Calibração MEF refere-se aos resultados obtidos com os modelos de barra cuja a largura da diagonal equivalente (barra articulada que representa a parede) foi calibrada com os resultados dos modelos MEF. O critério de calibração foi a igualdade de deslocamentos horizontais relativos.

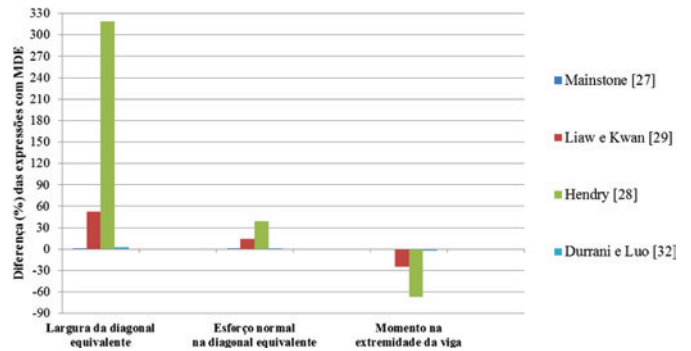


Figura 14 Diferenças percentuais para modelo B30V60P30

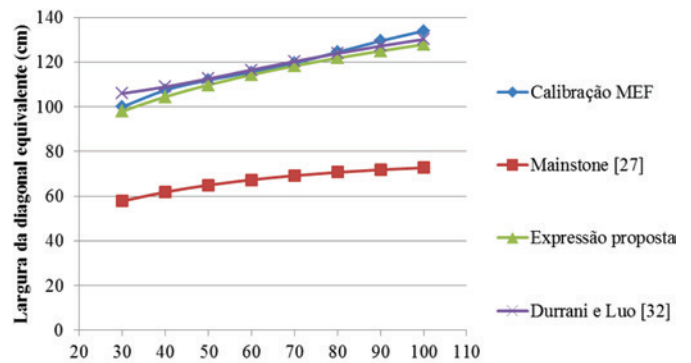


Figura 15 Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B15V40

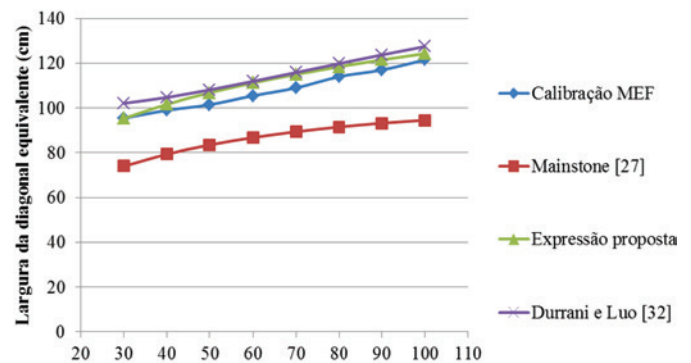


Figura 16 Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B15V50

Com os resultados das Tabelas 7 a 10, foram calculadas as diferenças percentuais entre os valores de largura de diagonal equivalente, esforços normais na diagonal equivalente e momentos fletores nas extremidades das vigas para os modelos B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 e B30V60P30. Tais diferenças, indicadas por meio dos gráficos das Figuras 11 a 14, foram calculadas tendo como base os resultados da calibração MEF, os quais são considerados como referência (base da acurácia).

Os resultados das Figuras 11 a 14 indicam que a percentagem de perda de acurácia na avaliação da largura da diagonal equivalente não se reflete igualmente na percentagem de perda de acurácia nos esforços solicitantes. Para exemplificar, pode-se analisar os resultados obtidos com o emprego da expressão de Liaw e Kwan [29] nas Figuras 11 a 14: embora esta expressão conduza a diferenças de acurácia 40% na largura da diagonal equivalente, as diferenças em termos de esforços solicitantes foram de cerca de 16%. Esta amenização de diferenças observada nos esforços solicitantes pode auxiliar o projetista estrutural na escolha da expressão apropriada, mantendo o foco na segurança.

Por outro lado, diferenças demasiadamente elevadas de imprecisão na obtenção da largura da diagonal equivalente podem tra-

zer prejuízos à segurança estrutural. Para exemplificar este caso, pode-se tomar como exemplo o emprego da expressão de Hendry [28]: a diferença de acurácia de mais de 300% na largura da diagonal equivalente (Figura 14) conduziu a diferenças de momentos fletores nas extremidades da viga de até 60%. A expressão de Mainstone [27], por sua vez, conduziu a diferenças entre 2% a 35% em termos de momentos fletores nas extremidades das vigas, porém sempre a favor da segurança.

4.3 Proposta de expressão para obtenção da largura da diagonal equivalente

Embora seja uma das expressões mais conhecidas por pesquisadores e recomendada em alguns códigos normativos, a expressão de Mainstone [27] não conduziu a resultados satisfatórios, conforme mostraram as simulações numéricas com o auxílio do MEF. Dessa forma, foi realizada uma correção na expressão de Mainstone [27] visando a proposta de uma nova expressão aplicável a edifícios com características similares aos modelos analisados neste trabalho. As características similares referem-se aos vãos teóricos de vigas (4,50 m, 6,00 m e 7,50 m), à distância entre

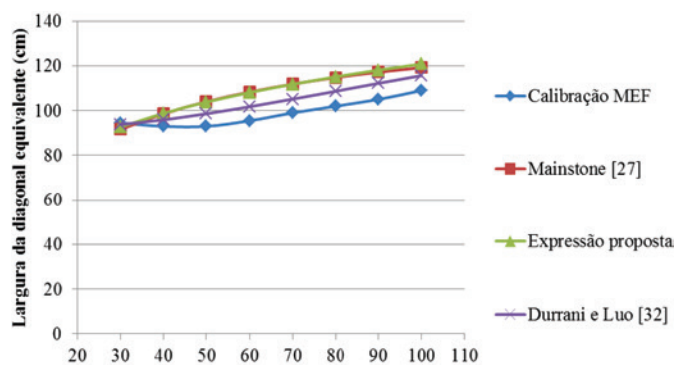


Figura 17
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B15V60

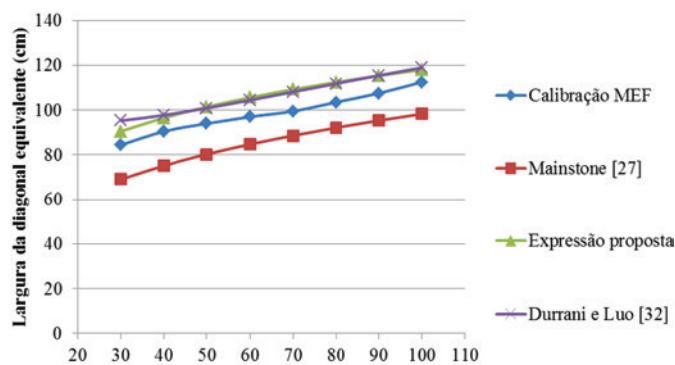


Figura 19
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B30V50

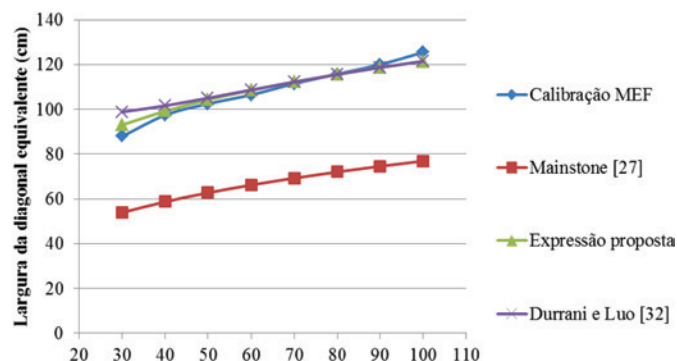


Figura 18
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B30V40

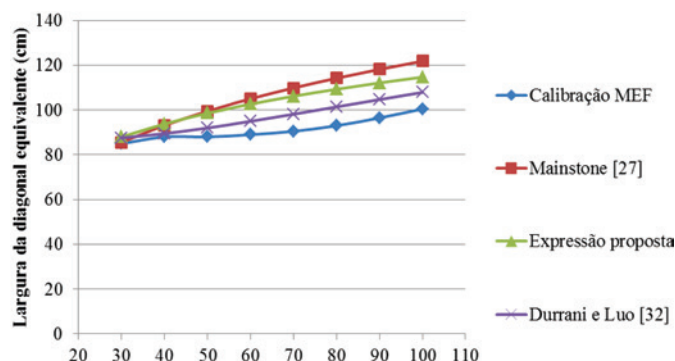
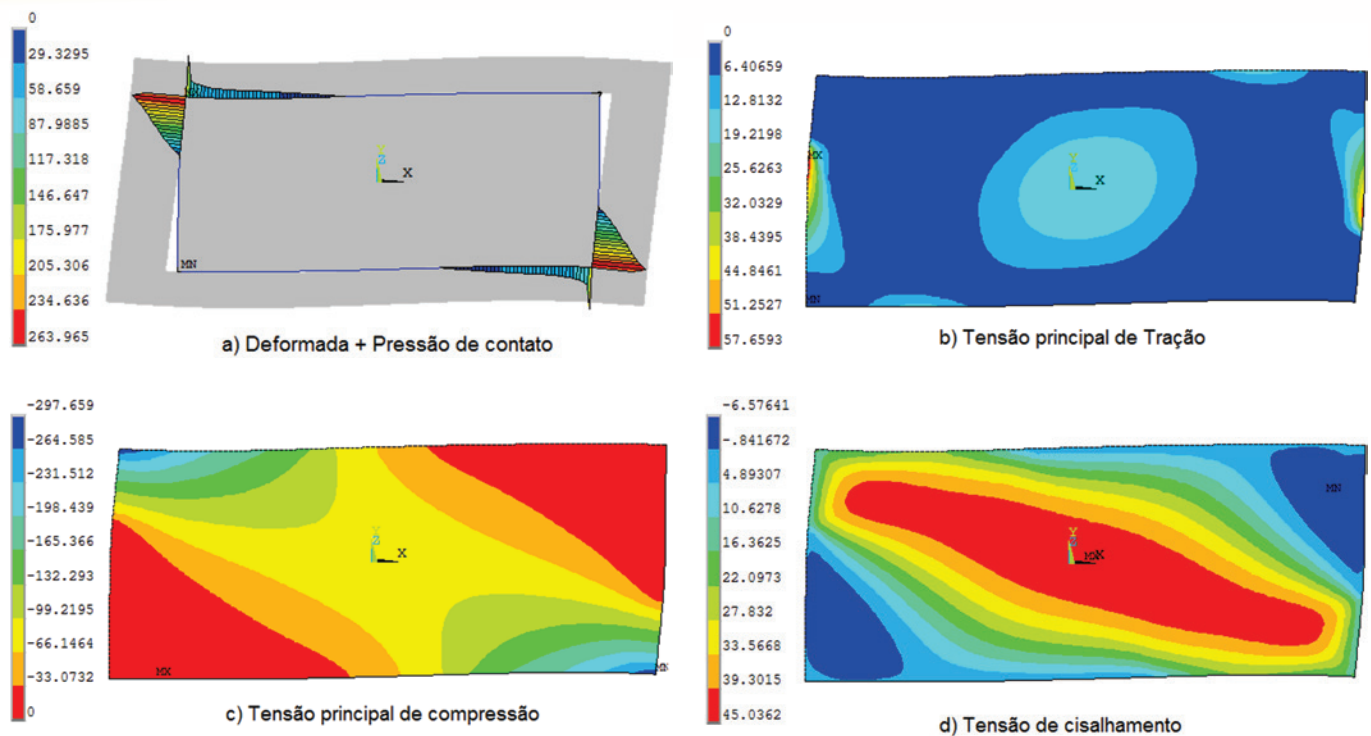


Figura 20
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B30V60


Figura 21

Contato entre pórtico e parede e distribuição de tensões no modelo B15V50P50 (unidades de tensões em kN/m^2)

Tabela 11

Tensões solicitantes e resistentes nas paredes dos modelos B15. Valores em kN/m^2

Modelo	$f_b = 1,5 \text{ MPa (B15)} \rightarrow f_{c,0.8} = 375 \text{ kN/m}^2$			f_v	Fissuração prevista
	Compressão	Tração	Cisalhamento		
B15V40P30	158	12,3	32,4	52,6	Nenhuma
B15V40P40	205	16,9	42,6	53,6	Nenhuma
B15V40P50	233	19,3	50,0	54,7	Tração
B15V40P60	252	21,1	55,4	55,9	Tração
B15V40P70	264	22,7	59,8	57,3	Tração/Cisalhamento
B15V40P80	279	24,5	63,9	58,7	Tração/Cisalhamento
B15V40P90	292	26,4	68,0	60,3	Tração/Cisalhamento
B15V40P100	306	28,1	72,2	62,1	Tração/Cisalhamento
B15V50P30	173	7,5	26,7	43,0	Nenhuma
B15V50P40	217	10,4	36,0	43,3	Nenhuma
B15V50P50	237	18,0	39,2	43,7	Nenhuma
B15V50P60	254	18,9	42,4	44,0	Tração
B15V50P70	265	19,2	45,0	44,4	Tração/Cisalhamento
B15V50P80	280	19,5	47,8	44,9	Tração/Cisalhamento
B15V50P90	285	19,6	50,2	45,3	Tração/Cisalhamento
B15V50P100	295	19,8	52,8	45,8	Tração/Cisalhamento
B15V60P30	191	4,5	20,4	38,7	Nenhuma
B15V60P40	227	6,4	25,7	38,9	Nenhuma
B15V60P50	244	7,4	30,4	39,1	Nenhuma
B15V60P60	260	8,0	36,7	39,3	Nenhuma
B15V60P70	267	8,3	37,2	39,4	Nenhuma
B15V60P80	274	8,6	38,0	39,6	Nenhuma
B15V60P90	280	8,8	38,7	39,8	Nenhuma
B15V60P100	288	8,9	39,6	40,1	Nenhuma

Tabela 12Tensões solicitantes e resistentes nas paredes dos modelos B30. Valores em kN/m²

Modelo	$f_b = 3,0 \text{ MPa (B30)} \rightarrow f_{c,0} = 750 \text{ kN/m}^2 \quad f_{t,0} = 37,5 \text{ kN/m}^2$			f_v	Tipo de fissuração
	Compressão	Tração	Cisalhamento		
B30V40P30	216	15,4	40,9	102,3	Nenhuma
B30V40P40	300	22,1	56,0	104,2	Nenhuma
B30V40P50	347	25,7	67,8	106,3	Nenhuma
B30V40P60	374	28,1	76,5	108,7	Nenhuma
B30V40P70	395	30,5	83,4	111,2	Nenhuma
B30V40P80	406	33,1	89,2	114,1	Nenhuma
B30V40P90	416	35,2	94,9	117,2	Nenhuma
B30V40P100	447	38,1	101,9	120,7	Tração
B30V50P30	243	11,0	35,0	83,5	Nenhuma
B30V50P40	330	15,7	44,7	84,2	Nenhuma
B30V50P50	377	17,8	57,4	84,9	Nenhuma
B30V50P60	414	18,7	63,4	85,6	Nenhuma
B30V50P70	427	27,8	67,2	86,4	Nenhuma
B30V50P80	444	27,0	71,2	87,3	Nenhuma
B30V50P90	458	26,5	75,1	88,1	Nenhuma
B30V50P100	480	30,1	79,7	89,1	Nenhuma
B30V60P30	276	10,6	27,2	75,4	Nenhuma
B30V60P40	369	15,9	39,4	75,7	Nenhuma
B30V60P50	429	17,9	50,8	76,1	Nenhuma
B30V60P60	459	19,5	53,0	76,4	Nenhuma
B30V60P70	462	20,2	53,0	76,8	Nenhuma
B30V60P80	476	20,9	54,3	77,2	Nenhuma
B30V60P90	488	21,5	55,8	77,6	Nenhuma
B30V60P100	500	21,8	57,6	78,0	Nenhuma

andares consecutivos (3,0 m) e à resistência da alvenaria (blocos com resistência à compressão de 1,5 MPa e 3,0 MPa). A partir dos resultados das análises numéricas e variando-se (por tentativas) os parâmetros da expressão de Mainstone [27], obteve-se a expressão proposta, conforme a Equação 10.

$$a = 0,51 \cdot (\lambda_H)^{-0,3} \cdot \text{sen}\theta. D \quad (10)$$

Nas Figuras 15 a 20 é possível notar que a expressão proposta apresentou resultados mais próximos da calibração numérica via MEF se comparado com a expressão original de Mainstone [27].

4.4 Tensões solicitantes e resistentes no painel de alvenaria

As tensões solicitantes na parede de alvenaria de preenchimento foram obtidas nas modelagens via MEF, sendo objeto de análise as tensões principais de compressão, as tensões principais de tração e as tensões de cisalhamento. A distribuição de tais tensões no painel é apresentada na Figura 21 para um dos modelos analisados. A Figura 21 também ilustra a deformada do pórtico preenchido e a separação entre o pórtico e a parede. Os valores das tensões solicitantes foram comparados com os valores das tensões resistentes calculadas segundo a FEMA 306 [34], conforme as Equações 4, 8 e 9.

Nas Tabelas 11 e 12 são apresentados os valores das tensões solicitantes (tensão principal de tração, tensão principal de compressão e tensão de cisalhamento) e os das tensões resistentes dos modelos, para avaliação do tipo de fissuração prevista.

Em todos os 48 modelos analisados, não houve a ruptura por compressão diagonal. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 1,5 MPa, a relação entre a tensão principal de compressão e a resistência à compressão diagonal situou-se entre 0,42 e 0,77, com um valor médio de 0,67. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 3,0 MPa, a relação entre a tensão principal de compressão e a resistência à compressão diagonal situou-se entre 0,29 e 0,67, com um valor médio de 0,53. É importante destacar que a não ocorrência da ruptura por compressão diagonal tornam válidos os resultados obtidos neste trabalho, uma vez que o esgotamento da capacidade resistente de pórticos preenchidos em geral ocorre por este tipo de ruptura [1, 17, 34].

A ocorrência de fissuração foi prevista em 12 modelos. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 3,0 MPa, a relação entre a tensão principal de tração e a resistência à tração diagonal situou-se entre 0,28 e 1,02, com um valor médio de 0,67. Houve apenas 1 modelo com fissuração prevista, sendo esta associada à tração diagonal. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 1,5 MPa, houve 11 modelos com fissuração prevista. A relação entre a tensão principal de tração e a resistência à tração diagonal situou-se entre 0,24 e 1,50, com um valor médio de 0,81. A relação entre as tensões solicitantes de cisalhamento e as tensões resistentes de cisalhamento situaram-se entre 0,62 e 1,16, com um valor médio de 0,92. Entre os 11 modelos mencionados, em 8 desses a fissuração inicia-se por tração diagonal e nos restantes 3 modelos a fissuração inicia-se por cisalhamento. É importante destacar que a ocorrência da fissuração por tração diagonal não é um modo de ruína (esgotamento da

capacidade resistente) da parede de alvenaria de preenchimento, mas está relacionada com um Estado Limite de Serviço [15].

5. Considerações finais e conclusões

Este trabalho foi dedicado à modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria, empregando-se modelos de diagonal equivalente e modelos com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões com a simulação do deslizamento e separação entre pórtico de concreto armado e alvenaria de preenchimento. Com o auxílio de programa de elementos finitos (ANSYS), foram simulados numericamente 48 modelos de pórticos preenchidos, com distância entre pilares e distância entre andares consecutivos usuais em edifícios de concreto armado. As propriedades mecânicas da alvenaria de preenchimento foram estimadas a partir das mínimas resistências normalizadas para blocos cerâmicos. Foram variadas as dimensões de pilares, as dimensões de vigas (altura de seção e vão) e a resistência à compressão da alvenaria.

Em todos os modelos, foram aplicadas forças horizontais que induzissem o pórtico sem alvenaria a um deslocamento relativo entre andares igual a $H/850$ (onde H é a distância entre andares consecutivos), o qual consiste no deslocamento máximo recomendado pela NBR 6118 para o Estado Limite de Serviço (modelagem convencional, sem consideração da alvenaria como elemento resistente). As forças foram reaplicadas aos respectivos pórticos, porém com a presença da alvenaria no modelo estrutural. A partir dessas considerações, foram obtidas as seguintes conclusões:

- Com o deslocamento horizontal relativo fixo em $H/850$, a largura da diagonal equivalente cresce com o aumento da rigidez dos pórticos (da seção transversal dos pilares). Esse aumento foi observado para todas as expressões abordadas neste trabalho, exceto para a expressão de Paulay e Priestley [31]. Foi possível perceber também que o aumento da rigidez dos pórticos produziu aumentos das tensões solicitantes nas paredes de preenchimento;
- Confirmaram-se as relevantes diferenças entre os valores da largura de diagonal equivalente fornecidas pelas principais expressões da literatura. Por outro lado, a expressão de Durrani e Luo [32] foi a que forneceu resultados mais próximos aos resultados obtidos com os modelos MEF. Vale ressaltar que essa expressão é a única que considera as propriedades mecânicas da viga no cálculo da largura da diagonal equivalente;
- Foram comparados os esforços solicitantes obtidos no pórtico preenchido para os valores de largura da barra diagonal equivalente calculados com as diferentes expressões. Foi possível notar que os esforços solicitantes no pórtico preenchido variam com menor intensidade que a variação da largura da diagonal equivalente;
- Foi proposta nova expressão para o cálculo da largura da diagonal equivalente resultante de uma modificação na expressão de Mainstone [27], obtendo-se desta maneira bons resultados em comparação aos modelos MEF. Recomenda-se, porém, que a nova expressão proposta seja empregada para edifícios com características geométricas e propriedades mecânicas similares aos modelos de pórticos preenchidos analisados neste trabalho. Para vigas, pilares e paredes de alvenarias mais resistentes que as analisadas (tais como as constituídas por

blocos de concreto), os autores sugerem como tema para estudos futuros eventuais modificações da expressão de Mainstone [27] para melhorar a acurácia dos resultados;

- A análise dos 48 modelos MEF indicou a grande influência da resistência à compressão da alvenaria na verificação do Estado Limite de Serviço de Deslocamentos Horizontais Excessivos. Com base na comparação das tensões solicitantes com as tensões resistentes, em apenas 1 modelo foi prevista a fissuração da parede de alvenaria com blocos de 3,0 MPa. Para paredes de alvenaria com blocos de 1,5 MPa de resistência à compressão, em 11 modelos foi prevista a fissuração. Tais resultados indicam também que a limitação da NBR 6118 para os deslocamentos horizontais relativos entre ($H/850$) não garante a não ocorrência de fissuração das paredes devido à deformabilidade horizontal da estrutura principal, devendo para isso ser acompanhada de uma resistência mínima da alvenaria.

6. Agradecimentos

À CAPES pelo suporte financeiro.

7. REFERÊNCIAS

- [1] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013. 723 p.
- [2] ASTERIS, P.G.; ANTONIOU, S.T.; SOPHIANOPOULOS, D.S.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of the Structural Engineering*, v.137, n.12, p.1508-1517, 2011.
- [3] MORANDI, P.; HAK, S.; MAGENES, G. Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frames with strong masonry infills. *Engineering Structures*, v.156, p.503-521, 2018.
- [4] ARAÚJO, J. M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. 3ª ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2014. 306p.
- [5] DOUDOUMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frame under monotonic loading. *Engineering Structures*, v.29, p.1004-1024, 2007.
- [6] ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JR., J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R. Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.8, n. 3, p.390-426, 2015.
- [7] ASTERIS, P.G.; CAVALERI, L.; DI TRAPANI, F.; SARTHOSIS, V. A macro-modeling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, v.12, n.5, p.551-566, 2016.
- [8] ALVARENGA, R. C. S. S. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. 331 p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [9] SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. 132p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

- [10] TANAKA, E.S. Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício. 90p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- [11] MADIA, F.C. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. 142p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- [12] SILVA, L. R. Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- [13] SOUSA, P.V.A. Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado. 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- [14] POLYAKOV, S. V. Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturoy Po Stroitel'stvo i Arhitekturoy. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.
- [15] SANEINEJAD, A.; HOBBS, B. Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, v.121, n.4, p.634-650, 1995.
- [16] MADAN, A.; REINHORN, A.M.; MANDER, J.B.; VALLES, R.E. Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, v.123, n.10, p.1295-1302, 1997.
- [17] FLANAGAN, R.D.; BENNETT, R.M. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.125, n.6, p.590-599, 1999.
- [18] EL-DAKHAKHNI, W.W.; ELGAALY, M.; HAMID, A.A. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.2, p.177-185, 2003.
- [19] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J. Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, v.40, n.2, p.69-77, 2007.
- [20] DOLSEK, M.; FAJFAR, P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Engineering Structures*, v.30, p.1991-2001, 2008.
- [21] TASNIMI, A.A.; MOHEBKHAH, A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, v.33, p.968-980, 2011.
- [22] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, p.385-402, 2012.
- [23] ASTERIS, P.G.; GIANNOPOULOS, I.P.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Modeling of Infilled Frames with Openings. *The Open Construction and Building Technology Journal*, v.6, p.81-91, 2012.
- [24] UVA, G.; RAFFAELE, D.; PORCO, F.; FIORE, A. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures*, v.42, p.83-94, 2012.
- [25] MARTINELLI, E.; LIMA, C.; DE STEFANO, G. A simplified procedure for Nonlinear Static analysis of masonry infilled RC frames. *Engineering Structures*, v.101, p.591-608, 2015.
- [26] OZTURKOGLU, O.; UCAR, T.; YESILCE, Y. Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames. *Earthquakes and Structures*, v.12, n.3, p.333-347, 2017.
- [27] MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [28] HENDRY, A. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981.
- [29] LIAW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984.
- [30] DECANINI, L. D.; FANTIN, G. E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.
- [31] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 1992. 768 p.
- [32] DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- [34] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.
- [35] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação. Rio de Janeiro, ABNT, 2005.
- [36] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

Reliability of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code NBR-6118:2014

Confiabilidade de vigas de concreto armado dimensionadas de acordo com a NBR-6118:2014



M. SCHERER^a
mailson_scherer@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-7544-0623>

I. B. MORSCH^a
morsch@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0002-2473-3474>

M. V. REAL^b
mauroreal@furg.br
<https://orcid.org/0000-0003-4916-9133>

Abstract

This paper aims to evaluate the reliability indexes of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code NBR-6118:2014 in relation to the ultimate limit state of flexure. The main statistics of the resistance model are obtained through Monte Carlo simulation using ANSYS software and its probabilistic design tool. The reliability indexes are evaluated by FORM, being performed a parametric study in order to assess the influence of the main design variables on the safety level reached. It can be noticed that the reliability indexes are shown unsatisfactory in the combinations which the live loads are predominant.

Keywords: structural reliability, reinforced concrete, finite element method, Monte Carlo Method, FORM.

Resumo

O presente trabalho busca avaliar o índice de confiabilidade atingido pelas vigas de concreto armado dimensionadas de acordo com a norma brasileira NBR-6118:2014 em relação ao estado limite último de flexão. As principais estatísticas das resistências são obtidas por simulações de Monte Carlo utilizando o software ANSYS e a ferramenta probabilistic design. Os índices de confiabilidade são calculados pelo FORM, sendo realizado um estudo paramétrico para avaliar a influência das principais variáveis de projeto nos níveis de segurança atingidos. É observado que os índices de confiabilidade se mostram insatisfatórios para combinações de carga nas quais as cargas acidentais são predominantes.

Palavras-chave: confiabilidade estrutural, concreto armado, método dos elementos finitos, Método de Monte Carlo, FORM.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil;
^b Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande, RS, Brasil.

1. Introduction

Concrete structures projects have come to experience a series of advances which range from the materials used to the calculation methods practiced by engineers and designers. When it comes to safety in reinforced concrete structures, the NBR-6118: 2014 code uses a semi-probabilistic method to obtain a safety level in design, increasing loads and reducing resistances through partial weighting coefficients. These coefficients are applied on characteristic values of resistances, obtained from tests, and on estimated loads, while the geometry and dimension of the structures correspond to the nominal values specified in design. The current method replaces the obsolete method of allowable stresses, allowing the design of more economical and safe structures [1].

The prediction of the response of reinforced concrete beams, either under service loads or under the failure load, reveals a series of complexities, from those related to the behavior of the materials used, as well as uncertainties in the considerations adopted in the design step. According to Real [1], these uncertainties hang on the calculation models, the properties of the used materials, on the maximum loads acting throughout the life cycle of the structure and even on the geometry of the structure, which can suffer deviations during the construction, preventing the determination of the final dimensions with accuracy. It can be noted, therefore, that the most of the variables involved in the design step correspond to a set of random variables, which have a certain probabilistic distribution, presenting mean values and a certain dispersion value. This results in a structure whose response, under certain loading condition, is also revealed in a random way.

A rational way of considering uncertainty is to treat the problem in a probabilistic format. In this sense, there are some studies that have already been carried out and are directed to the study and evaluation of the safety level by the Brazilian code NBR-6118 in its various reviews. A probabilistic study on beams and columns was developed by Real [1], evaluating the criteria established by NBR-6118:1980. A study on reinforced concrete beams was developed by Santos et al. [12] in relation to the revision of NBR-6118:2007. With regard to the last review, NBR-6118:2014, it can be mentioned the works developed by Minasi [16], focused on the reliability of reinforced concrete beams in port structures; by Barbosa [5], directed to the probabilistic analysis of reinforced concrete columns; and by Silva [11], in the evaluation of the reliability of the slab-column link under punching.

As a way to contribute to and follow up the study of the safety level reached by the national design codes, the main objective of this work is to determine the reliability index in projects of reinforced concrete beams in relation to the ultimate limit state of flexure, dimensioned in accordance with the requirements and design criteria of NBR-6118: 2014. The finite element method is used for the numerical representation of the designed beams, being this model compared and validated through experimental results. The probabilistic study, in turn, is done through the Monte Carlo Method and FORM.

2. Design of reinforced concrete beams according to NBR-6118:2014

In general, in addition to addressing aspects related to structural safety, the design step of reinforced concrete structures should in-

clude checks on serviceability performance and durability over the life of the structure. In this context, it is customary to define the ultimate limit state, which are related to the collapse or exhaustion of the carrying capacity of the structure, and the serviceability limit states, which refer to the conditions in which the use of the structure in terms of comfort and durability.

2.1 Load combination

The load combination should consider all loads of a non-negligible probability of acting simultaneously, in order to determine the most unfavorable effects for the structure, both in relation to the serviceability limit states and the ultimate limit states [4]. Thus, it is necessary to know the main phases of the life cycle of a structure, making it possible to determine unfavorable conditions and ensure an adequate margin of safety by adopting partial coefficients for resistances and actions.

With respect to the load combination in the verification to the ultimate limit state, considering last normal combinations, these are obtained, according to NBR-6118: 2014, through expression (2.1).

$$F_{d,ult} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qj,k} \right) \quad (2.1)$$

Being $F_{d,ult}$ the design value for the last combination of normal requests; F_{gk} the characteristic value of the dead load; F_{q1k} the characteristic value of the main live load; $F_{qj,k}$ the characteristic value of the other live loads; γ_g and γ_q the partial coefficients for dead and live loads, respectively; ψ_{0j} the reducing coefficient in the load combination.

For the most usual cases, the values of the partial coefficients indicated by code result in $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$, and the reducing coefficient for the other live loads, other than the main one, is adopted $\psi_{0j} = 0,50$. Thus, in relation to the ultimate limit state, the design value of the load is given by (2.2).

$$F_{d,ult} = 1,4(F_{gk} + F_{q1k}) + 1,4 \sum 0,50 F_{qj,k} \quad (2.2)$$

In relation to serviceability limit states, the load combination is done considering the duration of the loads on the structure. For loads that will act on the structure during a great part of its life cycle, these have their values taken as quasi-permanent, being the combination given by the expression (2.3).

$$F_{d,qp} = \sum F_{gk} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (2.3)$$

Being $F_{d,qp}$ the design value for the quasi-permanent combination and ψ_{2j} the reducing coefficient in the load combination. The quasi-permanent combination, according to NBR-6118: 2014, should be used to check displacements. Considering live loads from residential buildings, the reduction factor is taken as $\psi_{2j} = 0,30$. With this, the equation (2.3) can be rewritten by (2.4).

$$F_{d,qp} = \sum F_{gk} + 0,30 \sum F_{qj,k} \quad (2.4)$$

In the case of actions that are repeated several times throughout the life cycle of the structure, the main live load is taken with its frequent value, while the others assume their quasi-permanent values. In this condition, the combination is given by (2.5).

$$F_{d,f} = \sum F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (2.5)$$

Being $F_{d,f}$ the design value for the frequent combination. The verification of cracking is performed using equation (2.5). For life

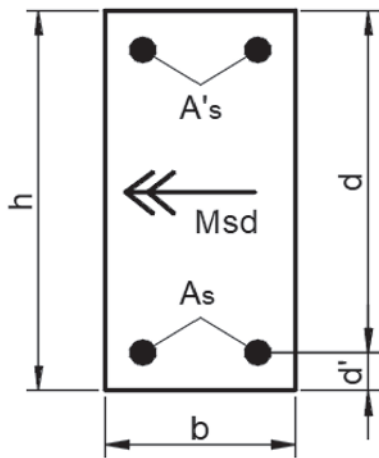


Figure 2.1
Generic rectangular cross-section under flexure

loads from residential buildings, it is adopted $\psi_1 = 0,40$, rewriting (2.5) as (2.6).

$$F_{d,f} = \sum F_{gi,k} + 0,40F_{q1k} \tag{2.6}$$

2.2 Flexural design

The design step of reinforced concrete beams consists, for a given geometry and loading condition established in a design stage, in determining the quantity and arrangement of reinforcement to reach the safety condition $M_{Rd} \geq M_{Sd}$, being M_{Rd} and M_{Sd} the design values of the resistant and external moment, respectively. In this work it's considered a rectangular cross-section, represented generically in Figure 2.1. As basic assumptions of flexural design, sections are considered to remain planes after deformation; a perfect adhesion between the reinforcement and the concrete surrounding it is admissible; the contribution of tensioned concrete is completely neglected [4]. Considering the case of beams under simple flexure, the failure is characterized by the crushing of the concrete or the yielding of the reinforcement. Thus, it is assumed that the equilib-

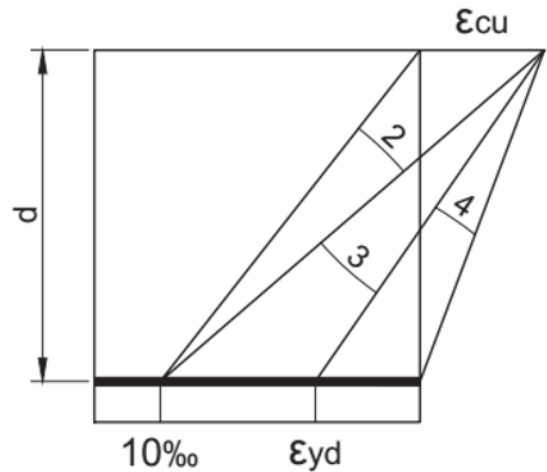


Figure 2.2
Considered domains for simple flexure failure

rium of a cross-section under these conditions will occur in domains 2, 3 (ductile rupture condition), shown in Figure 2.2.

The occurrence of the above domains is characterized by the position of the neutral axis in the cross-section. In order to guarantee ductility to the beams, NBR-6118: 2014 establishes the limits of the relative position of the neutral axis $\xi = x/d$ according to the concrete class, as a function of the characteristic strength (f_{ck}), according to (2.7).

$$\begin{aligned} \xi_{lim} &\leq 0,45 & f_{ck} &\leq 50 \text{ MPa} \\ \xi_{lim} &\leq 0,35 & 50 \text{ MPa} < f_{ck} &\leq 90 \text{ MPa} \end{aligned} \tag{2.7}$$

Although the concrete in compression presents non-linear behavior, it is possible to consider a rectangular block of stresses [4], represented in Figure 2.3, acting together with the tensioned reinforcement and thus balancing the bending moment.

The rectangular block of the concrete in compression can be considered up to a position $y = \lambda x$, being λ a constant adopted as a function of the concrete class, according to (2.8).

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,8 & f_{ck} &\leq 50 \text{ MPa} \\ \lambda &= 0,8 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{400} \right) & f_{ck} &> 50 \text{ MPa} \end{aligned} \tag{2.8}$$

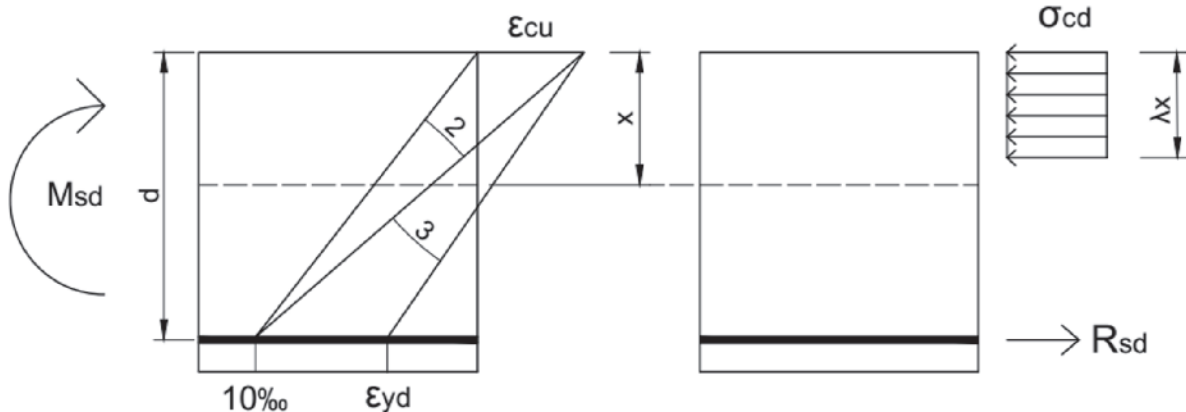


Figure 2.3
Equilibrium of internal forces to the external moment

The equilibrium of the section shown in Figure 2.3 results in a quadratic equation with respect to the position of the neutral axis x , which only concerns the value contained in the cross-section, given by expression (2.9).

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_{sd}}{bd^2 \sigma_{cd}}} \right) \quad (2.9)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.10)$$

Being σ_{cd} the design value of the compressive strength of the concrete; α_c is a parameter of reduction of the concrete resistance in the compression, as a function of the concrete class; γ_c the weighting coefficient of the concrete strength.

It can be introduced, through (2.11), the dimensionless variable μ , which represents the reduced bending moment, being only function of the pre-established geometry and the design values of the resistance and loads.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 \sigma_{cd}} \quad (2.11)$$

The verification of the ductility condition is obtained by comparing the reduced bending moment with its corresponding limit value obtained by expression (2.12).

$$\mu_{lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - 0,5 \lambda \xi_{lim}) \quad (2.12)$$

Once it is ensured that $\mu \leq \mu_{lim}$, confirming the position of the neutral axis in domains 2 or 3, the solution consists in a simple reinforcement arrangement, without compressive reinforcement. In this situation, the reinforcement area A_s is obtained through (2.13) and (2.14).

$$\xi = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (2.13)$$

$$A_s = \lambda \xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.14)$$

Being $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ the design yielding stress of reinforcement; f_{yk} the characteristic value of the yielding stress; γ_s the coefficient of resistance of the steel.

For situations where $\mu > \mu_{lim}$, the ductile failure condition in domain 2 or 3 without change in geometry and material resistance is obtained by adopting a compressive reinforcement (A_s'). Therefore, the problem is indeterminate, since the three unknowns A_s , A_s' and ξ must be obtained by two equilibrium equations in the cross-section. An alternative is to fix $\xi = \xi_{lim}$, obtaining the tensioned and compressive reinforcement areas by equilibrium [3]. The strain and stress in the compressive reinforcement, ξ_s' and σ_{sd}' , respectively, are given by expressions (2.15) and (2.16).

$$\xi_s' = \epsilon_u \left(\frac{\xi_{lim} - d/d'}{\xi_{lim}} \right) \quad (2.15)$$

$$\sigma_{sd}' = E_s \epsilon_s' \quad (2.16)$$

Being E_s the young's modulus of the reinforcement. In this condition, the tensioned and compressive reinforcement area, A_s and A_s' , are obtained by expressions (2.17) and (2.18), respectively.

$$A_s = \left(\lambda \xi_{lim} + \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - d/d'} \right) bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.17)$$

$$A_s' = \left(\frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - d/d'} \right) bd \frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{sd}} \quad (2.18)$$

The tensioned reinforcement area must also comply with a minimum value in order to avoid a brittle failure in the transition from Stage I to Stage II. The minimum tensioned reinforcement area is obtained by designing the minimum bending moment [4], given by (2.19), and the minimum geometric rate of 0.15% must be respected.

$$M_{sd,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (2.19)$$

Being W_0 the section resistant module, relative to the more tensioned fiber; and $f_{ctk,sup}$ the upper bound of the characteristic tensile strength of the concrete.

2.3 Verification of serviceability limit states

In addition to the design of the longitudinal reinforcement to flexure, in order to guarantee an adequate safety level in relation to the failure, it must also be ensured that the structure performs well under normal conditions of use, in order to guarantee comfort and durability [3]. For reinforced concrete beams, the excessive displacements limit states and the crack opening limit state are usually checked. Although these two limit states are related, both are checked in isolation according to the procedure presented in NBR-6118:2014.

2.3.1 Verification of excessive displacements

Under service loads, the concrete starts the cracking process in the most loaded sections, reducing in a significant way the stiffness of the structure. In this case, the obtaining of the immediate displacements presumes the consideration of an equivalent stiffness considering the state of cracking of the beam. According to NBR 6118: 2014 [4], the equivalent stiffness $(EI)_{eq}$ is obtained by expression (2.20).

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (2.20)$$

Being E_{cs} the secant modulus of elasticity of the concrete; M_r the cross-sectional cracking moment; M_a the maximum moment in the span for the considered load combination; I_c and I_{II} the moments of inertia of the concrete section and the section in Stage II, respectively. Due to the rheological behavior of the concrete, an additional portion of displacement due to long time effects due to creep and shrinkage must be considered. This additional portion is obtained by multiplying the immediate displacement by a factor α_f , presented in (2.21).

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho'} \quad (2.21)$$

In the above expression, ρ' means the longitudinal compressive reinforcement ratio. The factor $\Delta \xi$, depends on the time interval between the date on which the final displacements is measured and the date corresponding to the loading of the structure. In this work, a value of $\Delta \xi = 1,32$ is considered. The final displacement δ_f is obtained by the expression (2.22). In the case of simply supported beams, the limit value of $\delta_{lim} = L/250$ must be respected.

$$\delta_f = \delta_0(1 + \alpha_f) \tag{2.22}$$

Being δ_0 the short-time displacement calculated with the equivalent stiffness $(EI)_{eq}$.

2.3.2 Verification of crack opening

In the sense of the preservation and integrity of concrete structures, the control of cracking is aimed at ensuring the inhibition of processes that promote the deterioration of the reinforcement, such as corrosion [3]. According to NBR-6118: 2014 [4], the characteristic crack opening w_k for each wrap region should be considered as the lowest obtained by expressions (2.23) and (2.24).

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12,5\eta_i E_{si} f_{ctm}} \tag{2.23}$$

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si}}{12,5\eta_i E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \tag{2.24}$$

Being ϕ_i the diameter of the bar that protects the region of involvement; σ_{si} the tensile stress in the reinforcement bar considered; η_i the coefficient of conformation of the reinforcement bar; E_{si} the young's modulus of the reinforcement bar considered; ρ_{ri} the reinforcement ratio of the region considered; f_{ctm} the average tensile strength of the concrete.

The crack opening value must be observed according to the environmental class in which the structure is inserted, according to NBR-6118: 2014 [4]. In the present work, a class of environmental aggression II was considered, leading to a maximum value of crack opening $w_k \leq 0,30\text{mm}$.

3. Analysis of reinforced concrete beams by the finite element method

The reliability study assumes the existence of a model, either analytical or numerical, that allows to adequately represent the behavior of the structure under study, especially with regard to the ultimate load values. In this work, the finite element method was used for the analysis of reinforced concrete beams. The analyzes were performed through the software ANSYS 17.2, in its academic

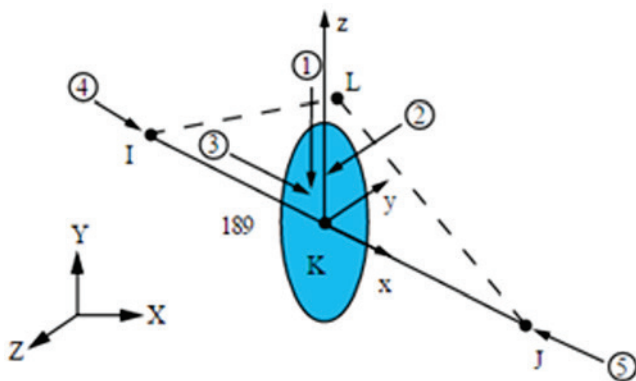


Figure 3.1
Element Beam189 for concrete representation (ANSYS, [6])

version, associating the *usermat* external subroutines for the representation of the constitutive law of the materials. These subroutines are programmed in Fortran 77 language, using a code update initially developed by Barbosa [5] for the probabilistic study of columns. The finite elements adopted and the mechanical models of the materials are presented in more detail below.

3.1 Finite elements used

3.1.1 Finite element for concrete

The beam189 element can be employed in the analysis of slender bar structures, such as thin or moderately slender columns and beams. Being based on the theory of beams of Timoshenko, which considers shear deformations, the sections remain plane after the deformation [6]. It is a unidimensional element contained in three-dimensional space, which has three nodes along its length (quadratic formulation), there being six degrees of freedom per node (3 translations and 3 rotations around the local axes x, y and z). Figure 3.1 shows the geometry, nodes, and local coordinate system for the element in question.

The beam189 has two gauss points along its length and four gauss points for each cell used to represent the cross-section. Figure 3.2 shows the gauss points associated with the beam189 element along the length and in relation to the cross section.

A notable advantage of using this element is its compatibility with the reinf264 element, which is adopted as an embedded reinforcement model and associated with the smeared crack model for concrete.

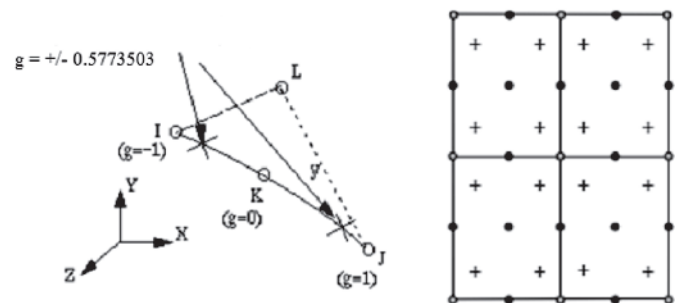


Figure 3.2
Gauss points associated with the beam189 element (adapted from ANSYS, [6])

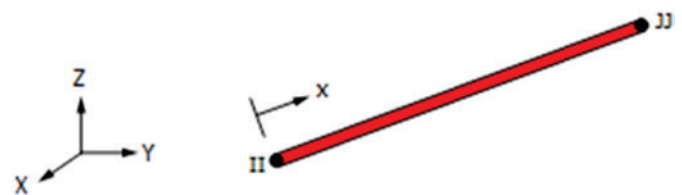


Figure 3.3
Element Reinf264 for reinforcement representation (ANSYS, [6])

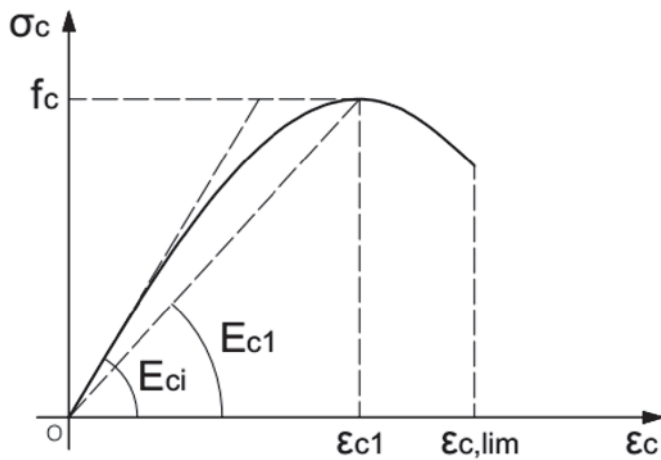


Figure 3.4
Stress-strain relation for concrete in uniaxial compression (adopted from *fib* 2010, [14])

3.1.2 Finite element for reinforcement

The reinforcements were represented by the reinf264 element, shown in Figure 3.3. It is an element which assumes the existence of a base element, such as beam189 described above. The nodal coordinates, degrees of freedom and connectivity of the reinf264 element are identical to that of the base element.

Its formulation allows the representation of fibers of reinforcement acting in arbitrary directions and resisting exclusively axial forces. These fibers are associated to the base element assuming complete adherence with the same, being inserted through relative positions in the cross section [6].

3.2 Mechanical model of materials

In this item are presented the mechanical models used in numerical modeling. The main properties that define the mechanical model of concrete and reinforcement are obtained through simulation, according to the probability distribution attributed to them. These aspects related to the random variables are conveniently addressed in item 6.2.

3.2.1 Concrete

Due to its composition, the behavior of concrete tends to be complex, presenting also completely different responses when tensioned or compressed [7]. In order to carry out the analyzes, the constitutive relations and prescriptions presented in the model code *fib* 2010 [14] were adopted, being applicable for concretes with characteristic strength of up to 120 MPa. We also used criteria and adaptations suggested by researchers and technical literature on the subject.

When compressed, the concrete tends to present non-linearities still on low values of stresses, being its constitutive model in uniaxial compression represented by the stress-strain diagram presented in Figure 3.4.

The stress peak corresponds to the compressive strength f_c , proceeding by a post-peak stretch with softening, occurring the rupture upon reaching the ultimate strain in compression. The expressions and parameters given in (3.1) characterize the curve represented in Figure 3.4.

$$\sigma_c = -f_c \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \quad |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad (3.1)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}}$$

Concrete, since it has a tensile strength that is much lower than its compressive strength, presents cracks even at a low load level. According to Hinton [7], the representation of the tensioned concrete comprises the introduction of a cracking criterion and a softening law. In this work, non-cracked concrete, whose tensile stresses do not exceed the resistance f_{ct} , is represented as a linear-elastic model [15], the constitutive relation given by (3.2).

$$\sigma_t = E_{ci}\varepsilon_t \quad \sigma_t \leq f_{ct} \quad (3.2)$$

After cracking, the concrete between cracks continues to collaborate in the resistance up to a given level of strain. This behavior, called tension-stiffening, is modeled by a descending branch in the stress-strain diagram, which represents a gradual reduction in stiffness as a function of the level of crack opening, as shown in Figure 3.5.

In this work, the expression used by Martinelli [15] was used to represent the stress-strain diagram of the cracked concrete, given by (3.3), using values of α_t and ε_{tu} equal to 0.6 and 0.001, respectively.

$$\sigma_{ct} = \alpha_t f_{ct} \left(1,0 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tu}} \right) \quad (3.3)$$

3.2.2 Reinforcement

For the representation of the reinforcement, a perfect elastoplastic model was used, as shown in Figure 3.6. The material has the same behavior under tension and compression, presenting an young's modulus E_s until it reaches the yield stress f_y , from which it presents a null tangent modulus.

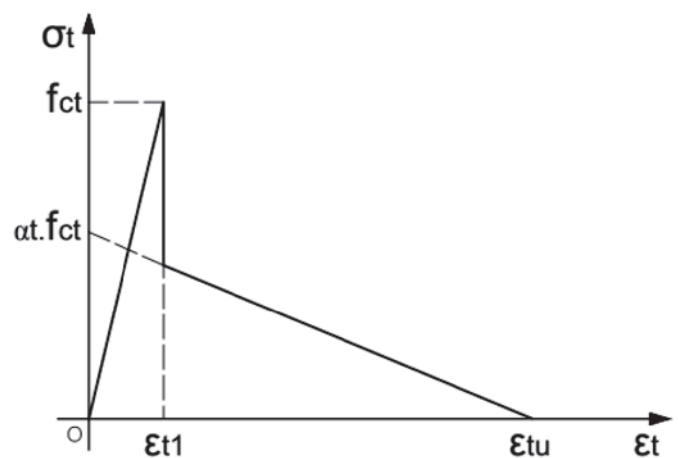


Figure 3.5
Stress-strain relation for concrete in uniaxial tension (adopted from Martinelli, [15])

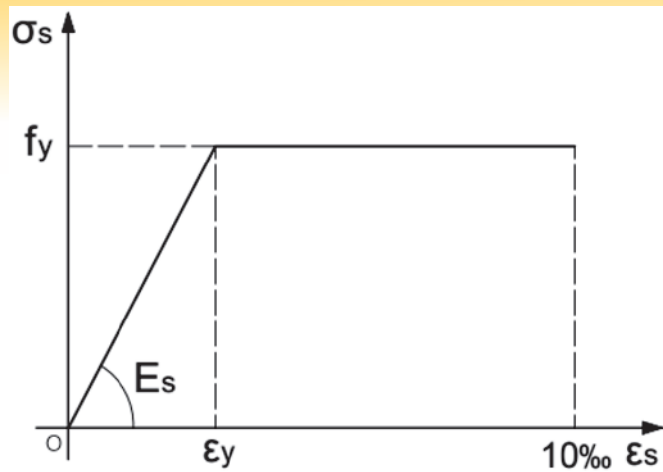


Figure 3.6
Stress-strain relation for reinforcement

4. Numerical model validation

In order to verify the numerical model's ability to obtain the ultimate load of reinforced concrete beams, a set of nine beams tested by Schegg and Decanini [8] are modeled numerically. The beams were subjected to concentrated loads, as shown in Figure 4.1, being loaded gradually until failure.

The beams were divided into three different sets, differentiated in relation to the longitudinal reinforcement ratio. Table 4.1 shows the geometric parameters and strengths measured after the construction of the beams.

The mesh used for discretization of the model is presented in Figure 4.2. Twelve elements were used along the length of the beam, while the cross section was divided into four cells along the base and six cells along the height.

Figures 4.3, 4.4 and 4.5 show the load-displacement diagrams for the first beam of each series tested. It can be verified that the

Table 4.1
Properties of the beams tested by Schegg and Decanini [8]

Beam	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{cm} (kN/cm ²)	f_y (kN/cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)
RC-075-1	15.3	24.6	22.1	3.11	54.9	2,35	
RC-075-2	14.9	24.7	21.9	2.82	53.8	(3φ10mm)	
RC-075-3	14.6	24.8	22.1	2.96	54.8		
RC-100-1	15.0	23.9	21.7	3.22	43.8		
RC-100-2	14.6	23.9	21.7	3.40	42.7	3,39	1,00 (2φ8mm)
RC-100-3	15.0	23.9	21.7	2.74	42.5	(3φ12mm)	
RC-200-1	15.0	24.0	21.2	2.64	48.4		
RC-200-2	14.8	24.0	21.0	2.96	47.1	6,28	
RC-200-3	15.2	23.7	20.9	2.40	48.7	(2φ20mm)	

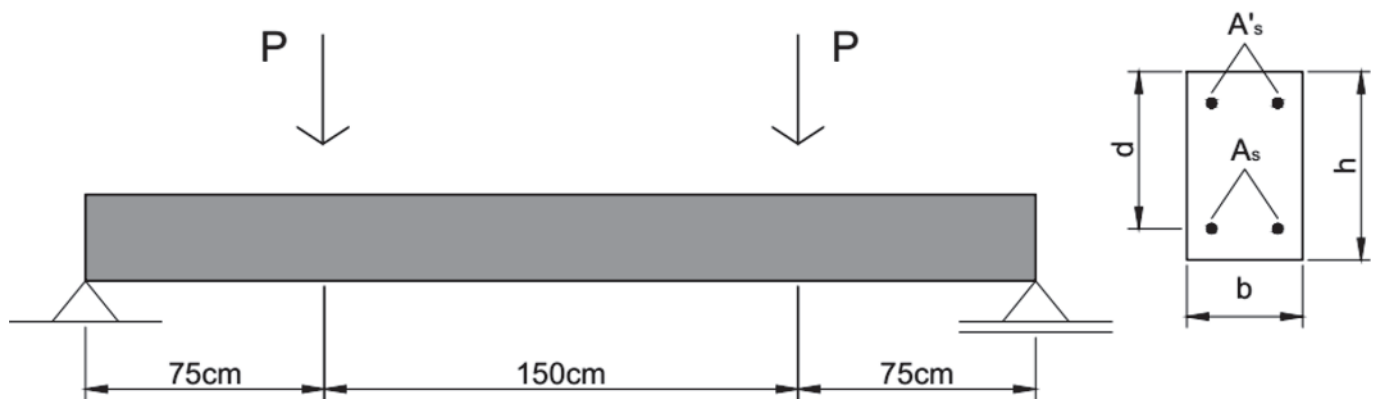


Figure 4.1
Geometry and loading of beams tested by Schegg and Decanini [8]

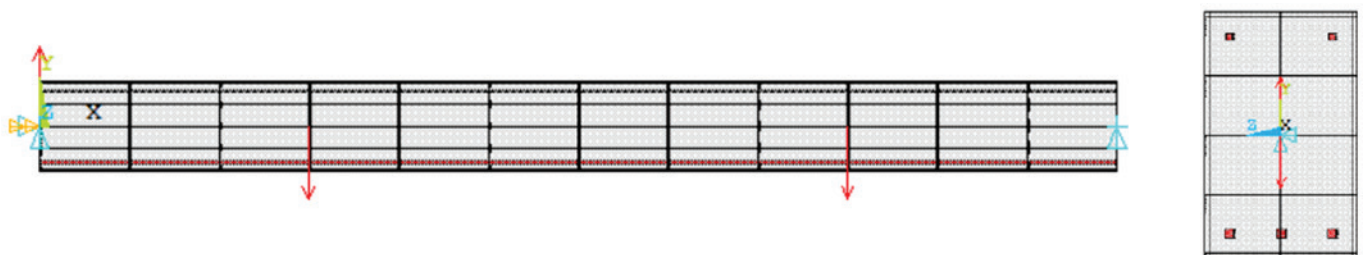


Figure 4.2
Finite element mesh used for analysis and validation of the numerical model

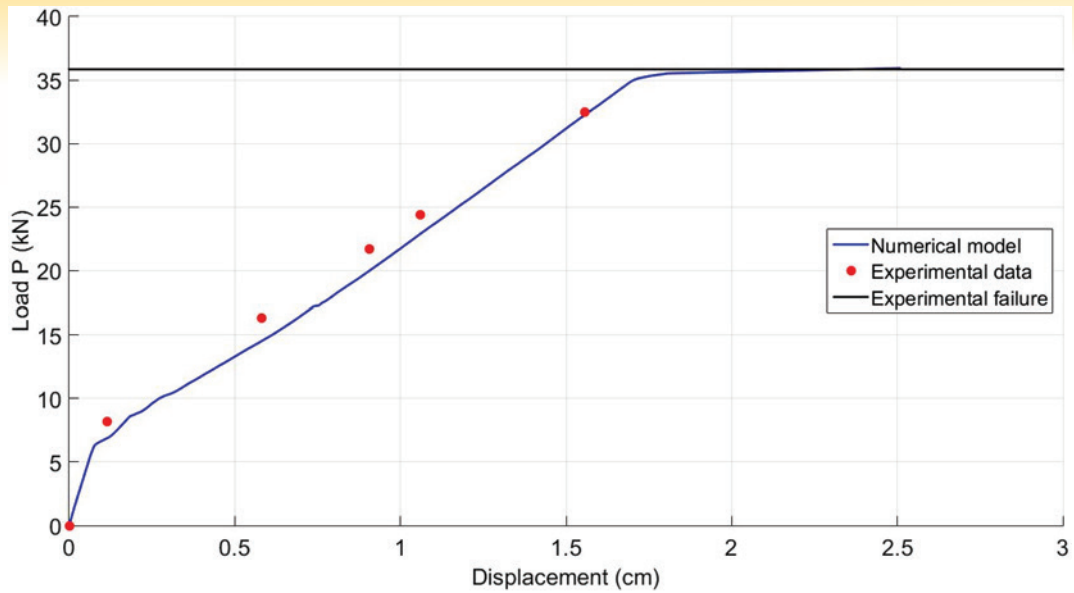


Figure 4.3
Load-displacement plot for the specimen RC-075-1

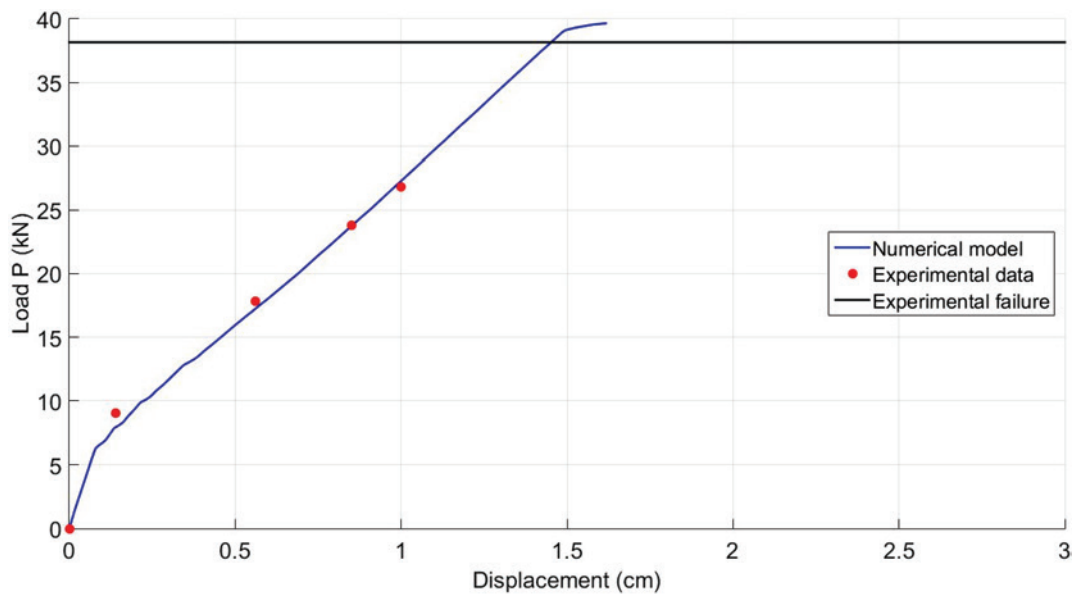


Figure 4.4
Load-displacement plot for the specimen RC-100-1

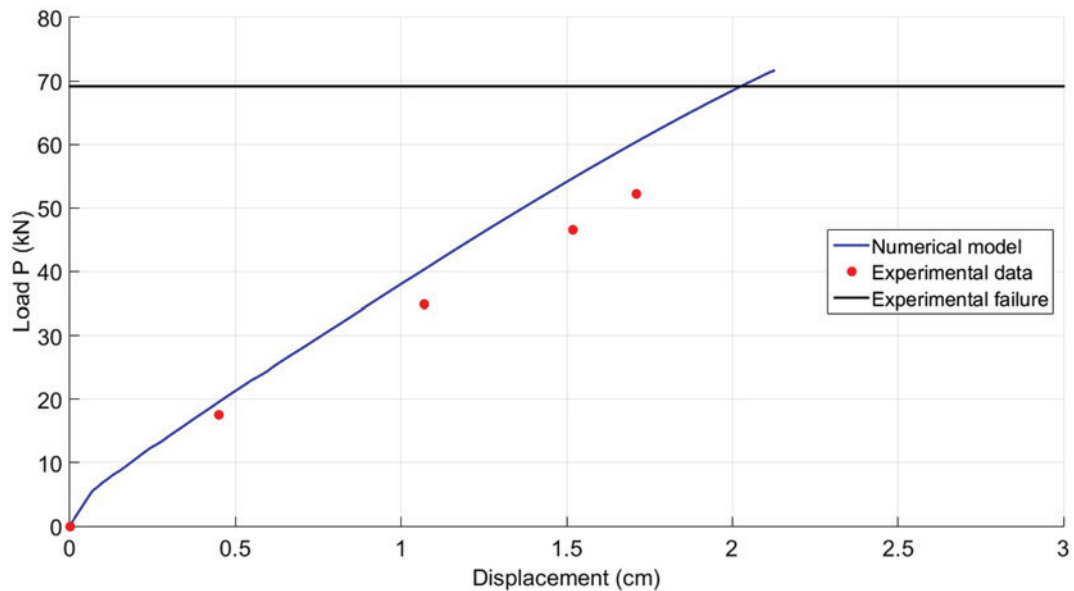


Figure 4.5
Load-displacement plot for the specimen RC-200-1

Table 4.2
Ultimate loads obtained experimentally and numerically

Beam	Ultimate numerical load - Pn (kN)	Ultimate experimental load - Pe (kN)	Pe/Pn
RC-075-1	35.93	35.85	1.00
RC-075-2	34.75	35.67	1.03
RC-075-3	35.72	35.67	1.00
RC-100-1	39.66	38.16	0.96
RC-100-2	38.81	38.67	1.00
RC-100-3	38.35	37.41	0.98
RC-200-1	71.68	69.16	0.96
RC-200-2	69.72	67.84	0.97
RC-200-3	70.88	69.16	0.98

numerical model satisfactorily represents the non-linear behavior of the beams during loading.

The ultimate loads obtained experimentally and through the numerical model are shown in Table 4.2. It is verified that the finite element model is capable of accurately capturing the expected values in the rupture of the models.

The values presented in Table 4.2 can be statistically evaluated. The mean and standard deviation obtained for the Pe/Pn ratio are approximately 0.99 and 0.02, respectively, reflecting an expected variability between the results obtained experimentally and those obtained through numerical simulation.

5. Structural reliability

5.1 Generalities

For Nowak and Collins [9], structural reliability is related to the probability that a structure will meet a given limit state during a specific time interval and under certain conditions of use. Considering situations of design of reinforced concrete structures, the reliability of a given structure in relation to an ultimate limit state is related to the probability that this structure does not fail for which it

was designed, so that its resistance is greater than imposed loads during its life cycle.

The fact is that most of the phenomena related to engineering present a certain degree of uncertainty, from those related to the properties of the materials used, the active loads and the final geometry. As a result, it becomes impossible to attest to a structure as totally safe, and there is always a probability of finite failure associated with it.

5.2 Performance function

One of the initial aspects to be considered in the reliability analysis of a structure is to define a performance function for the failure mode under study. Such a function expresses a relation of capacity versus demand and characterizes the strength of the structure as sufficient or insufficient. Generally, the performance function is expressed by (5.1), where **X** corresponds to the vector of basic variables of the model [10].

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \tag{5.1}$$

Considering a structure with respect to the ultimate limit state, safety is defined from the so-called "safety margin", given by the difference between the carrying capacity of the structure and the load its imposed. In this way, the expression (5.1) is particularized and takes the form given by (5.2).

$$g(R, S) = R - S \tag{5.2}$$

Being R and S resistance and load effect, respectively. From (5.2), the performance of the structure can fit into three possible domains: the safety domain corresponds to values of $g(R, S) > 0$, a situation in which the structure is demanded below its resistance; The failure corresponds to the values of $g(R, S) < 0$, the structure being demanded beyond its resistance. The limit between failure and safety corresponds to the situation $g(R, S) = 0$, being called the limit state [9].

For a model where resistance and load effect are statistically independent random variables with normal probability distribution, we have, as a consequence, a safety margin function also represented by a normal probability distribution, as shown in Figure 5.1. For the particular case presented in Figure 5.1, the probability density function of the safety margin can be defined from the

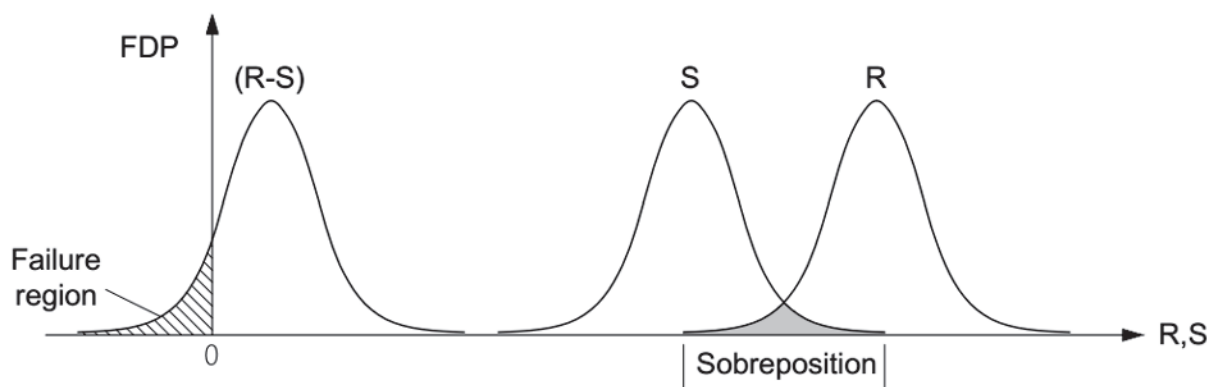


Figure 5.1
Load-displacement plot for the specimen RC-200-1

statistical moments of resistance and load effect (means μ_R and μ_S ; standard deviations σ_R and σ_S) according to expressions (5.3) and (5.4), being the probability of failure of the model obtained by (5.5), where Φ is the cumulative distribution function for a standard normal random variable.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (5.3)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (5.4)$$

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (5.5)$$

In engineering problems, in general, the safety level of a structure in relation to a given limit state is evaluated through the so-called reliability index β . In situations where the safety margin presents a normal probability distribution, the reliability index can be obtained directly by the expression (5.6).

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (5.6)$$

5.3 The Monte Carlo Method

The simulation technique applied to engineering consists in the elaboration of a mathematical model with the intention of reproducing the real behavior of a structure, allowing to evaluate the variability of the ultimate load, for example, before the introduction of randomness in the input parameters, such as properties of materials and geometric characteristics. The Monte Carlo Method, in this context, has been widely used, especially for its simplicity and for not demanding more complex knowledge in probability and statistics [10].

Haldar and Mahadevan [10] describe the six essential elements associated with the Monte Carlo method, presented below:

1. Define the problem in terms of the random variables;
2. Determine the probability distributions and the main statistics of the random variables involved in the problem;

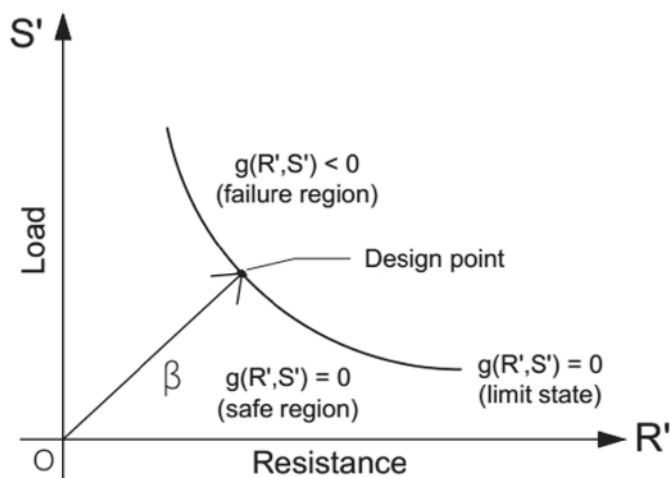


Figure 5.2
Geometric interpretation of the reliability index (adapted from Haldar and Mahadevan, [10])

3. Generate a set of values for the random variables according to their probability distributions;
4. Solve the model deterministically for the set of values of the random variables;
5. Extract the statistical information after N simulations;
6. Determine the efficiency of the simulation process.

In this work, the Monte Carlo method is used as a tool for statistical inference of the resistance R that composes the function $g(R, S)$. For the numerical model employed, a sufficient number of simulations are performed to obtain the convergence of the statistical moments of the resistant models, thus determining the probability density function $f_R(r)$ by adjusting the set of obtained data.

5.4 Reliability Index and FORM

In many practical cases, where the performance function is complex, not being possible to guarantee the normality of the margin of safety variable, the simple use of the expression (5.6) can lead to errors in the reliability index estimation. In this context, the FORM (First-Order Reliability Method) has been widely used to obtain the β index.

In the space of normal standard variables, the reliability index can be obtained by the geometric interpretation of the performance function. In Figure 5.2, β corresponds to the shortest distance from the system origin of the normal random variables space to the limit state function $g(R', S') = 0$, from which the failure region starts. For a generic variable X_i , this can be represented in the system of the normal random variables according to (5.7).

$$X_i = \mu_X^E + X_i' \sigma_X^E \quad (5.7)$$

In the above expression, the "E" index in the mean and standard deviation values indicates whether it is equivalent normal function values for variables with a probability distribution other than normal. Since the distance between the origin and a given point in the reduced system of the normal random variables given by $D = \sqrt{\mathbf{X}'^T \mathbf{X}'}$, the determination of the reliability index consists of minimizing distance D following the constraint $g(\mathbf{X}') = 0$. The point on the failure surface $g(\mathbf{X}') = 0$ associated with the shortest distance is called the most probable point or design point, being expressed by \mathbf{x}^{*} . The reliability index of the system is obtained by (5.8).

$$\beta = -\frac{\sum_{i=1}^n x_i' \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^{2*}}} \quad (5.8)$$

In the expression (5.8), the notation "*" indicates that the vector of the random variables and the partial derivatives are evaluated at the design point. As this point is not known a priori, the value of β is obtained by successive approximations. The directional cosine for each variable is given by (5.9), being the design point x_i^{*} of the respective variable in the reduced system obtained by (5.10).

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^{2*}}} \quad (5.9)$$

$$x_i^{*} = -\alpha_i \beta \quad (5.10)$$

For variables that do not present a normal probability distribution, we can use the Rackwitz and Fiessler procedure, presented in Nowak and Collins [9], to determine the mean and standard deviation values of an equivalent normal variable at the design point given the cumulative probability distribution functions $F_X(x)$ and the original probability density $f_X(x)$ of the variable. Expressions (5.11) and (5.12) are used to determine the mean and standard deviation values of the equivalent normal function, μ_X^E and σ_X^E , respectively.

$$\mu_X^E = x^* - \sigma_X^E \{\Phi^{-1}[F_X(x^*)]\} \tag{5.11}$$

$$\sigma_X^E = \frac{1}{f_X(x^*)} \phi\{\Phi^{-1}[F_X(x^*)]\} \tag{5.12}$$

Where Φ and ϕ correspond to the cumulative probability distribution function and the probability density function of a standard normal variable, respectively.

6. Probabilistic analysis of reinforced concrete beams

6.1 Characterization of the beams

In this work the reliability indexes obtained for a simple supported beam model with rectangular section, shown in Figure 6.1, in which the tensioned and compressed reinforcement are also presented generally. The beam in question has a fixed span of 500cm and a width of 20cm, being subjected to a characteristic distributed load, consisting of a permanent and live portion.

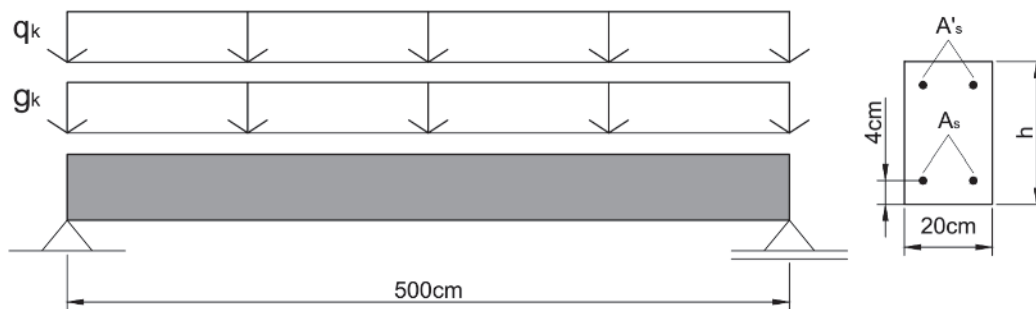


Figure 6.1
Geometry, loading and boundary conditions of the studied beam

Table 6.1
Random variables associated with resistance, used in numerical simulations

Variable	Description	Distrib.	μ_x	V_x	Ref.
f_c	Compressive strength of concrete	Normal	$f_{ck}/(1-1.645V_x)$	0.1	[1]. [12]
f_{ct}	Tensile strength of concrete	Normal	Note "a"	0.1	[1]
E_c	Young's modulus of concrete	Normal		0.1	[1]
f_y	Yield stress of reinforcement	Normal	$f_{yk}/(1-1.645V_x)$	0.05	[1]. [12]
h	Cross section height	Normal	Nominal value	$0.5/\mu_x$	
d'	Distance of the reinforcement to the underside beam section	Normal	4 cm	$0.5/\mu_x$	[1]

a) Average values determined according to fib 2010 model code, as a function of the class of concrete used.

In this study four parameters are considered in the characterization of the model, being the characteristic strength of the concrete ($f_{ck} = 25;35;45\text{MPa}$), the section height ($h = 40;50;60\text{cm}$), the load ratio ($r = q_k/g_k = 0,5;1,0;2,0$) and the total characteristic load ($p_k = 15;20;25\text{kN/m}$). Three different values are considered for each parameter, resulting in a set of 81 beams identified according to the nomenclature $V - f_{ck} - h - r - p_k$. The reinforcement were designed for each of the 81 beams, according to their geometry, mechanical properties of materials and characteristic load, according to the design procedures presented in item 2.

6.2 Random variables considered

A set of ten random variables was considered to represent the uncertainties involved in the problem under study. The distributions adopted, as well as the statistical parameters of the random variables were extracted from the works of Silva [11], Santos et al. [12], Real [1], Nowak and Collins [9] and Galambos et al. [13].

Among the total number of random variables, six were used in the numerical simulation of the beams and, therefore, they characterize the probability distribution obtained for the resistance R of the models in question. Table 6.1 shows the random variables considered in the finite element model and their respective probability distributions.

The other random variables, corresponding to the loads and model uncertainty variables are presented in Table 6.2. These variables compose, along with the variable corresponding to the resistance, the performance function used to obtain the reliability index.

6.3 Performance function and resistance statistics

The performance function adopted in this work takes the form presented in (6.1).

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R R - \theta_S (G + Q) \tag{6.1}$$

The Monte Carlo method is used to obtain the random variable R, which corresponds to the resistance of the beam in terms of the maximum distributed load supported in the numerical model. The mean and standard deviation of the resistance are obtained from a sufficient number of simulations, which is defined when the

Table 6.2
Random variables employed in the calculation of β by FORM

Variable	Description	Distrib.	μ_x	V_x	Ref.
R	Resistance of the beam	(Adjusted according to data obtained through simulation)			
G	Dead load	Normal	$1.05g_k$	0.10	[13]
Q	Live load	Gumbel	$q_k/(1+0.35V_x)$	0.25	[11]. [13]
θ_R	Uncertainty parameter of the resistant model	Lognormal	1.0	0.05	[12]
θ_S	Uncertainty parameter of the load model	Lognormal	1.0	0.05	[12]

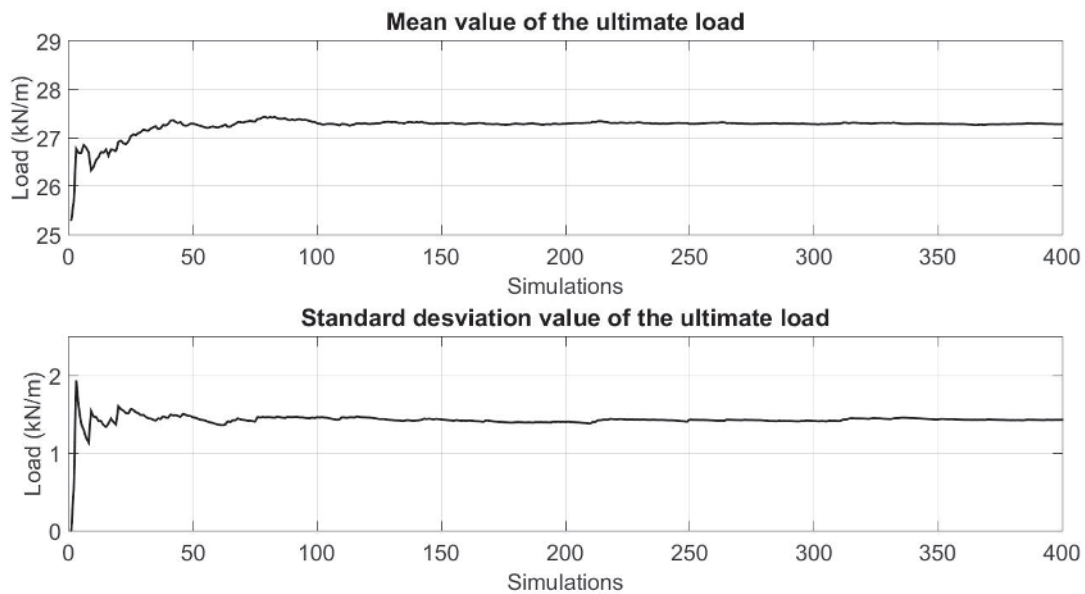


Figure 6.2
Statistical convergence of the parameters of resistance

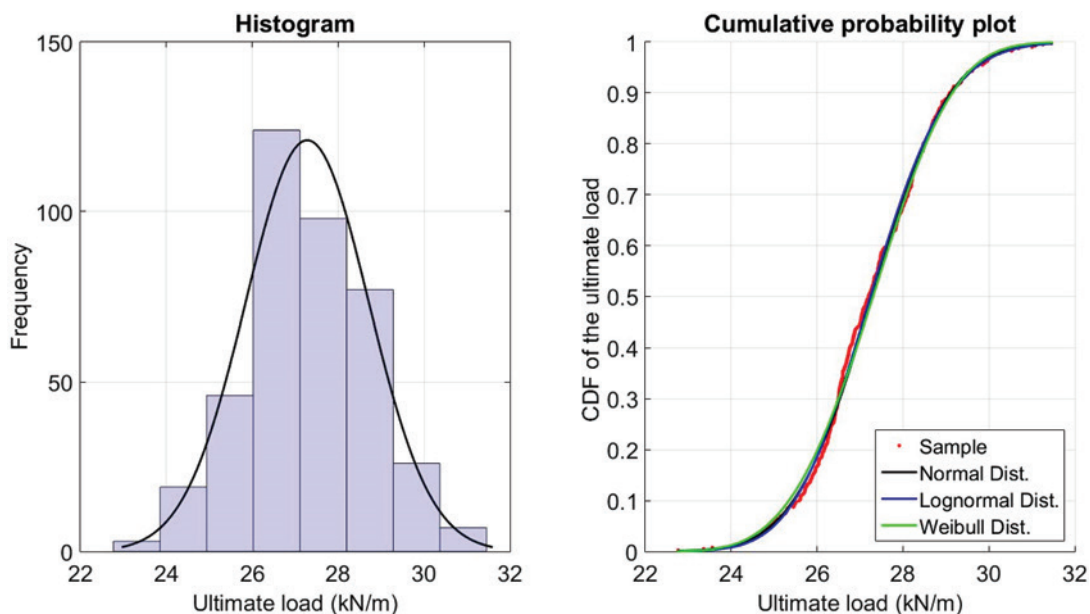


Figure 6.3
Distributions fitness for resistance of the beam V-25-40-r-15 (400 simulations)

statistical convergence of the data is reached. Figure 6.2 shows the statistical convergence of the mean and standard deviation of the beam resistance V-25-40-r-15 for a total of 400 simulations.

For the reliability study, the resistance data set of each model was adjusted according to a known theoretical probability distribution. This procedure has already been employed by other authors, citing the works developed by Szerszen and Nowak [17], Diniz and

Frangopol [18], Real [1], Szerszen et al [19], Ferreira et al [20] and Magalhães et al [21].

Normal, Lognormal and Weibull probability distributions were used initially to adjust the resistance data obtained through simulation. The quality of these adjustments was verified through the Kolmogorov-Smirnov and Anderson-Darling goodness-of-fit tests [22] at a significance level of 5%. Figures 6.3 to 6.5 show the histograms and cumulative probability plots

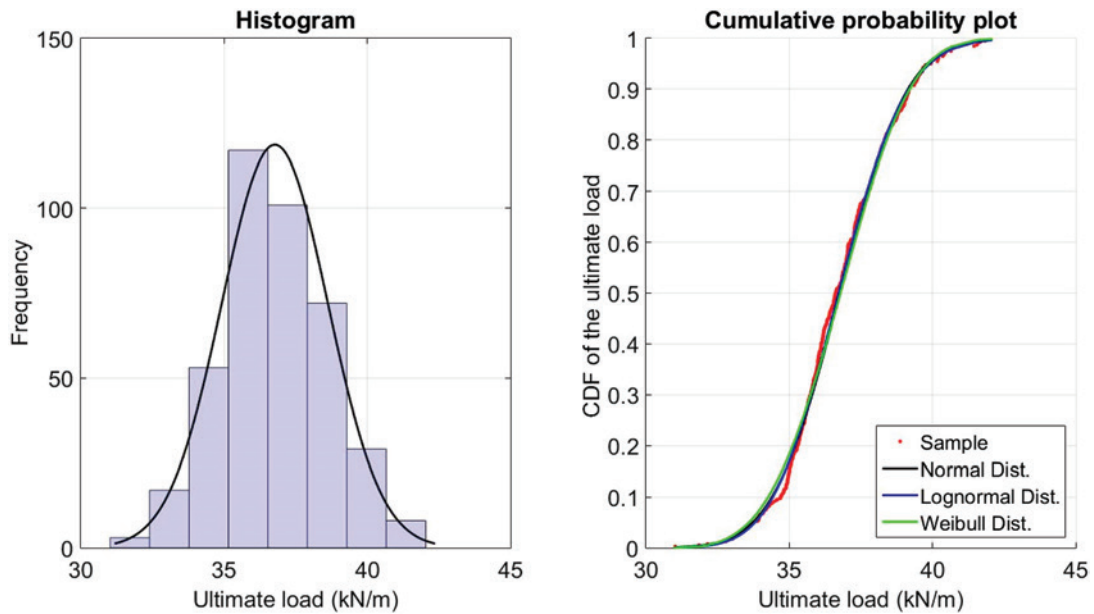


Figure 6.4
Distributions fitness for resistance of the beam V-25-40-r-20 (400 simulations)

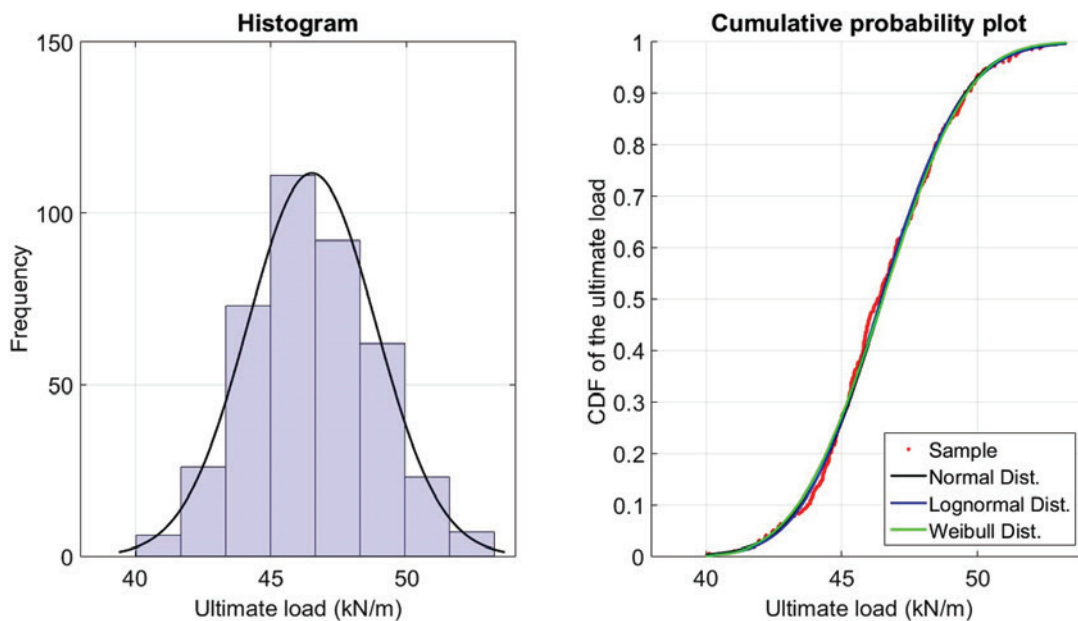


Figure 6.5
Distributions fitness for resistance of the beam V-25-40-r-25 (400 simulations)

obtained through 400 simulations for the beams with a compressive strength of 25MPa and a height of 40cm, designed for the characteristic loads of 15kN/m, 20kN/m and 25kN/m, respectively.

It is observed that the three theoretical distributions attributed lead to a very similar adjustment quality. In order to evaluate the interference of the number of simulations in the quality of the adjustments, and consequently in the reliability study, a total of 1200 simulations

were performed for the same beams mentioned above, being the new plots presented in Figures 6.6 to 6.8.

It is observed that an increase in the number of simulations improves the fit of the data to the assigned theoretical probability distributions. This behavior is expected since, in the case of a random process, a larger number of simulations will lead to a better distributed and more representative dataset for the characterization of the probability distribution [10]. Using the function

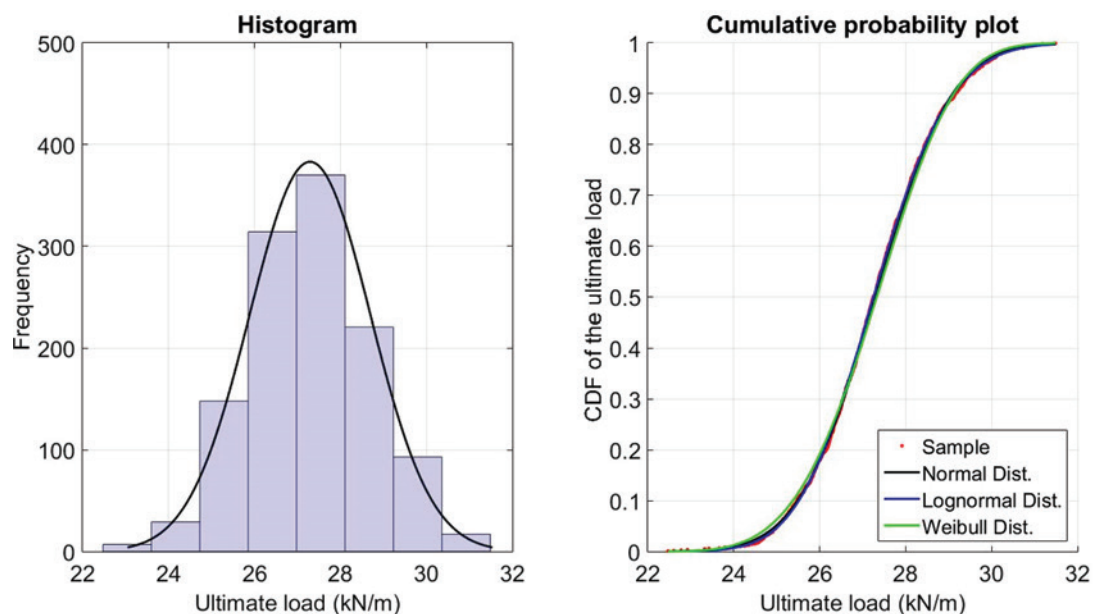


Figure 6.6

Distributions fitness for resistance of the beam V-25-40-r-15 (1200 simulations)

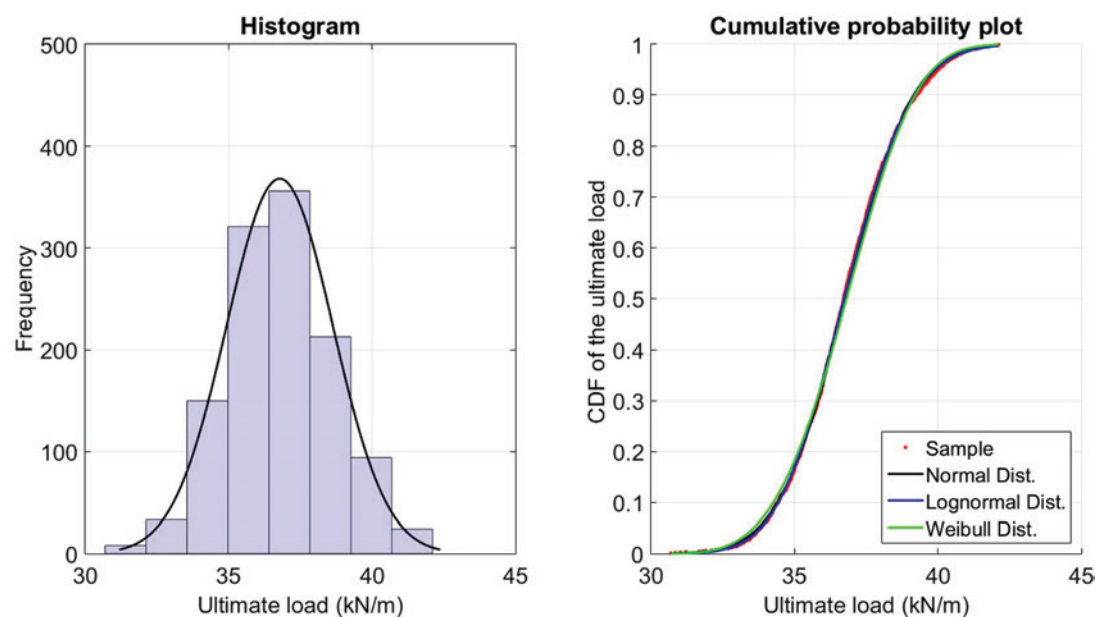


Figure 6.7

Distributions fitness for resistance of the beam V-25-40-r-20 (1200 simulations)

given in (6.1), the reliability indexes for the same three beams were calculated, and these are presented in Table 6.3. For this, it was considered the three probability distributions cited and a total of 400 and 1200 simulations. For each of the assigned distributions, it is verified that the in-

crease in the number of simulations does not promote appreciable changes in the reliability indexes. This is due to the fact that the adjustment to the distributions is carried out fundamentally through the statistical moments from the data obtained through simulation. Therefore, once convergence is reached, no significant changes

Table 6.3
Values of β as a function of the probability distribution adopted and number of simulations

Beam	Distribution					
	Normal	Lognormal	Weibull	Normal	Lognormal	Weibull
	400 simulations			1200 simulations		
V-25-40-r-15	4.08	4.08	4.06	4.08	4.09	4.06
V-25-40-r-20	4.15	4.16	4.13	4.16	4.16	4.13
V-25-40-r-25	4.22	4.22	4.21	4.22	4.22	4.20

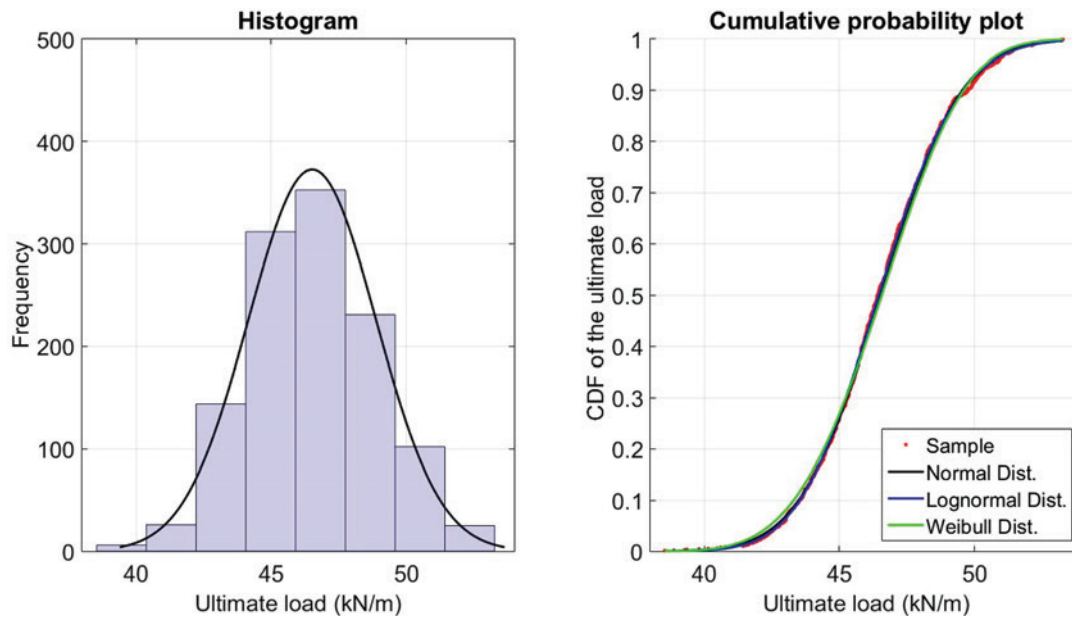


Figure 6.8
Distributions fitness for resistance of the beam V-25-40-r-25 (1200 simulations)

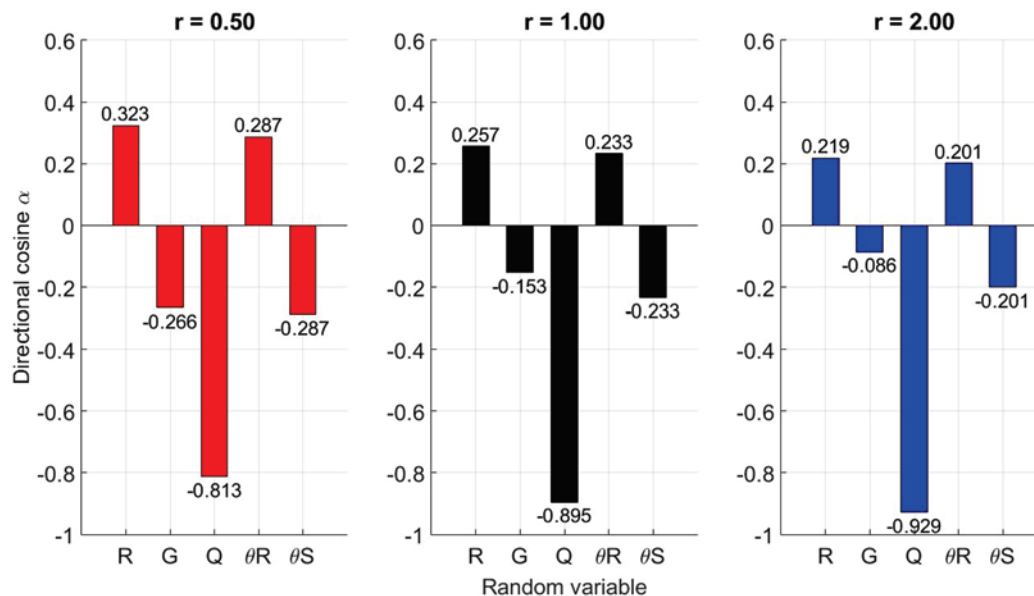


Figure 6.9
Directional cosines obtained via FORM for the beam V-25-40-r-15

are expected in the reliability indices evaluated, although a better fit is observed in the plots of cumulative probability.

Regarding the types of distributions, it is observed that the differences in reliability indexes are not representative. Therefore, there is no evidence of more accurate results in relation to any of the presented distributions, it was chosen to represent the resistance of the models according to a normal probability distribution. Figure 6.9 shows, for the case of beam V-25-40-r-15, the directional cosines obtained for the solution of the performance function (6.1) by FORM.

It is easily observed that for all load ratios r , the predominant directing cosine is that of the random variable Q , which corresponds to the accidental portion of the load. This implies a large influence of the variable Q on the reliability indexes, as presented in the parametric study of the subsequent item. In relation to the other random variables (R , G , θ_R and θ_S), it is verified that its directors cosines have similar orders of magnitude among them, indicating that these variables present similar influences on the values of

reliability indexes reached. In this condition, and considering the results presented in Table 6.3, it is verified that any errors inherent to the adjustment of the data of the resistance R , or even the expected differences using different theoretical distributions for R , do not reflect, in an isolated way, in variations reliability indexes. Obviously, such a procedure is valid provided that for a given confidence interval a quality in the adjustment of the theoretical distribution of R to the data obtained through simulation is ascertained, as verified in this work through goodness-of-fit tests.

7. Parametric study

Based on the numerical model and probabilistic fundamentals discussed above, the reliability index was obtained for each of the 81 beams dimensioned according to NBR-6118: 2014. For the purpose of evaluating the safety level associated to the NBR-6118: 2014 design recommendations, the target reliability index presented by the

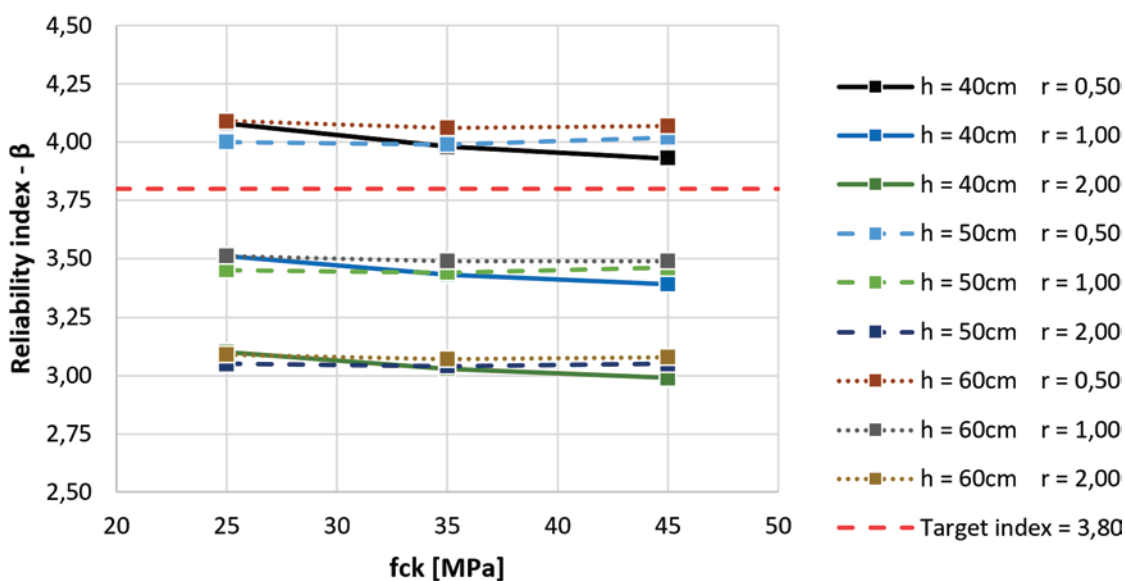


Figure 7.1
Variation of the reliability index as a function of f_{ck} ($p_k = 15\text{kN/m}$)

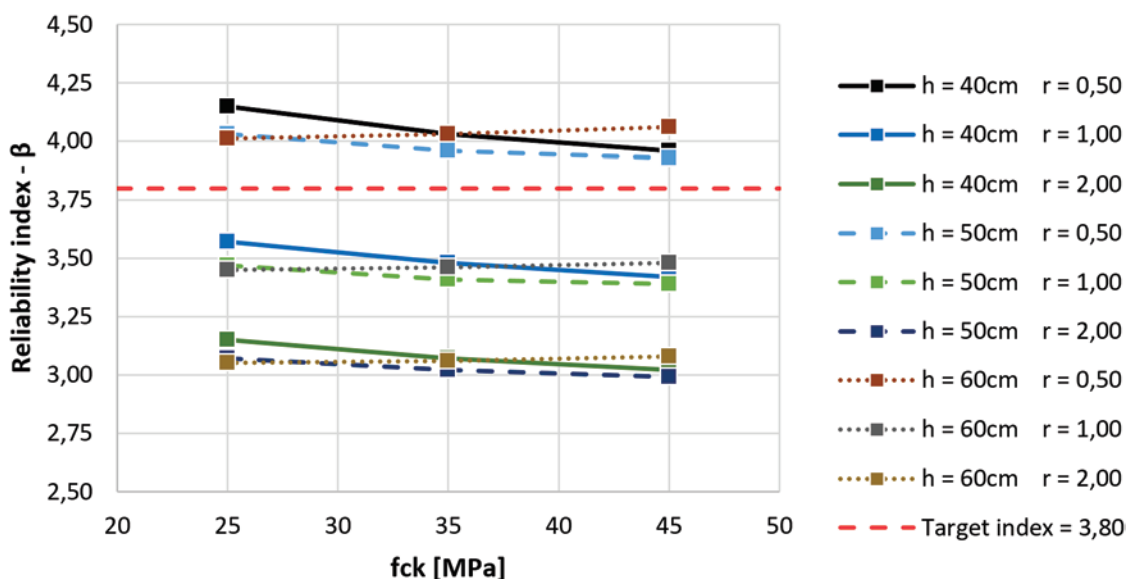


Figure 7.2
Variation of the reliability index as a function of f_{ck} ($p_k = 20\text{kN/m}$)

fib 2010 model code is considered, which is $\beta_{target} = 3.80$ for reinforced concrete structures.

Figures 7.1 to 7.3 show the variation of the reliability index versus the characteristic strength variation of the concrete for beams subjected to a characteristic load of 15kN/m, 20kN/m and 25kN/m, respectively, under different combinations of section heights and load ratios. It is observed a subtle tendency of reduction of the reliability index as a function of the increase of the characteristic strength of the concrete. For beams with higher cross-section height and/or higher characteristic strengths, however, a tendency of increase in the reliability index was observed, justified by a small increase

in the average resistance of these beams as a function of the tensioned concrete's contribution. This behavior is most evident in beams with a lower total characteristic load, such as those shown in Figures 7.1 and 7.2.

It is also observed that, for different cross-sectional heights, the reliability indexes tend to present a good uniformity. The load ratio, in turn, tends to significantly change the reliability index, leading to a reduction of this as the live load becomes predominant in the load combination. Finally, it can be observed that the increase in the value of the total characteristic load does not promote appreciable changes in the reliability indexes.

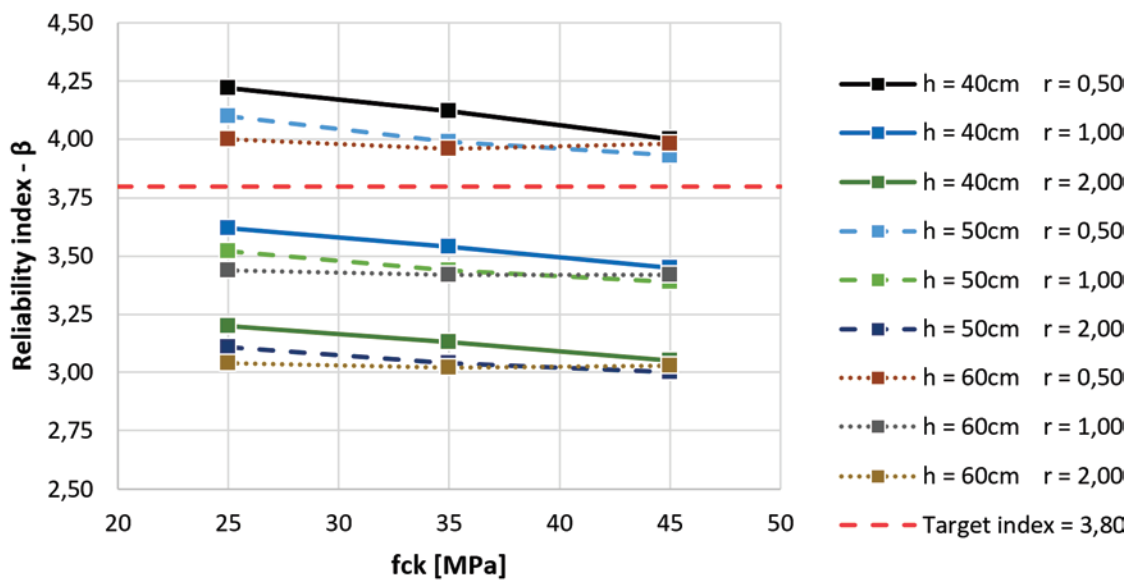


Figure 7.3
Variation of the reliability index as a function of fck (pk = 25kN/m)

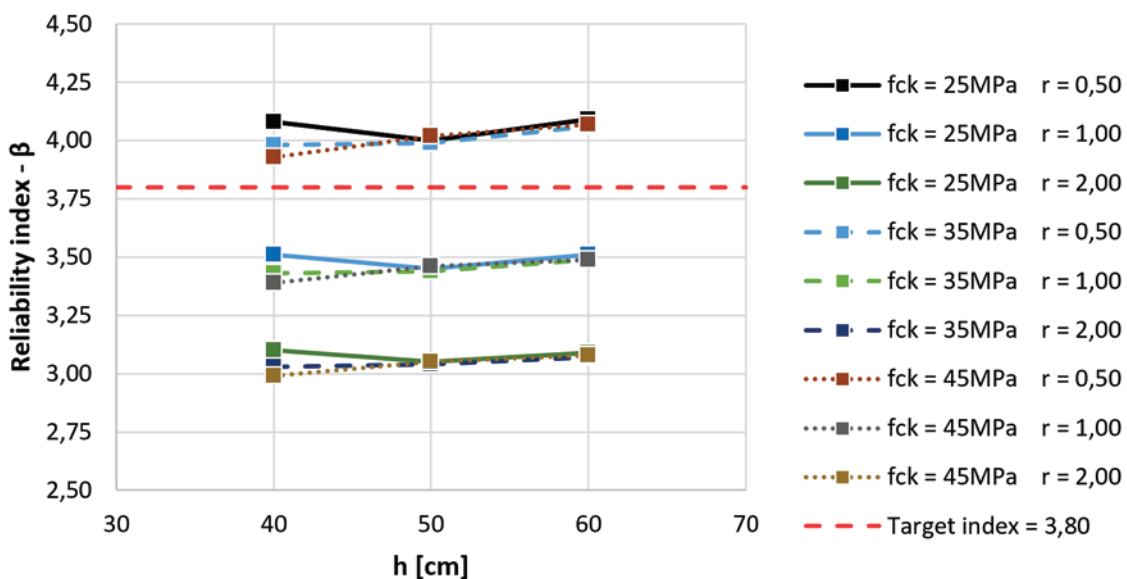


Figure 7.4
Variation of the reliability index as a function of h (pk = 15kN/m)

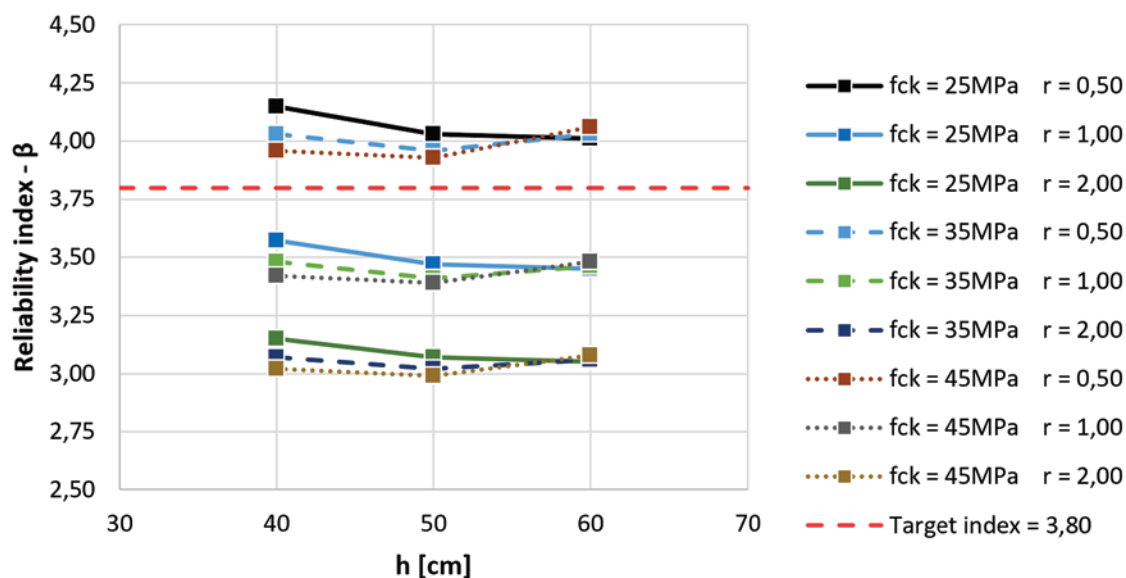


Figure 7.5
Variation of the reliability index as a function of h ($p_k = 20\text{kN/m}$)

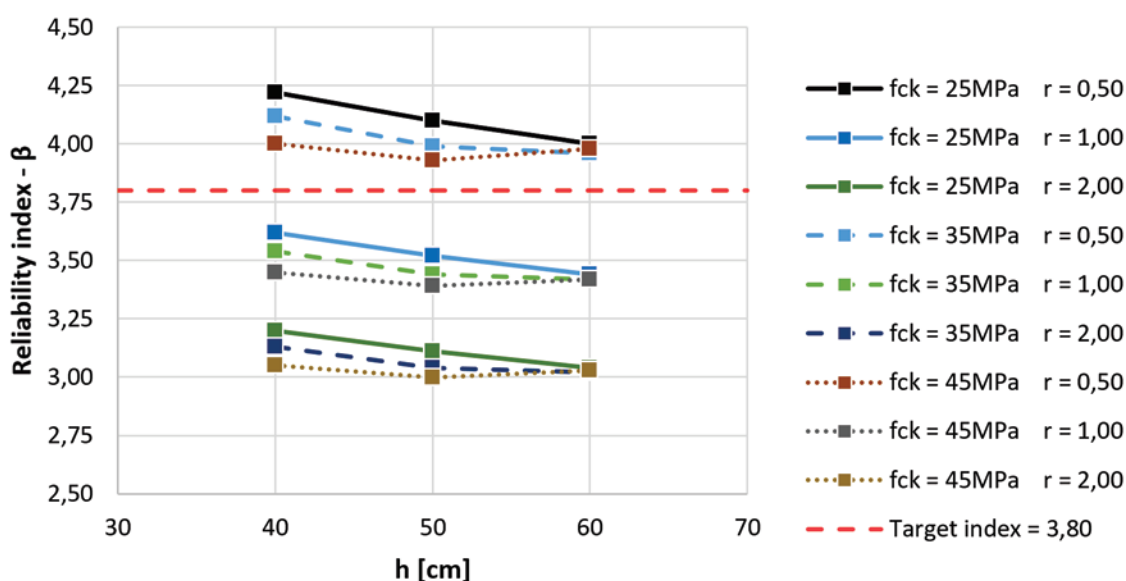


Figure 7.6
Variation of the reliability index as a function of h ($p_k = 25\text{kN/m}$)

Figures 7.4 to 7.6 show the variation of the reliability index versus the cross-sectional height variation for beams subjected to a characteristic load of 15 kN/m, 20kN/m and 25kN/m, respectively, under different combinations of characteristic strengths of concrete and load ratios. It is observed that the contribution of the tensioned concrete to the beams with a lower total characteristic load tends to manifest with the increase of the height of the cross section, even for the lower values of characteristic strength of the concrete, inducing a small increase in the average of the resistance and, therefore, subtly increasing the reliability indexes. This condition can be seen more

clearly in Figure 7.4. For beams with a higher total load characteristic, however, it is observed that the increase of the height of the cross section leads to a small reduction of the reliability indexes. The loading relationship was shown to be a factor of greater influence on the reliability index, reducing them in a recurrent way for the loading ratios $r = 1.0$ and $r = 2.0$.

8. Conclusions

The present study evaluated the safety level achieved by a set of

81 beams in relation to the ultimate limit state of flexure. The beams were designed according to the requirements of NBR-6118:2014 code, which governs the procedure of designing concrete structures in Brazil. This set of beams contemplated combinations of different concrete properties, cross section heights, load combinations and different total characteristic load values.

The Finite Element Method and the Monte Carlo Method were used to obtain the main statistical parameters of the resistance of the studied beams. The random variables included in the simulations are presented in Table 6.1. From the data obtained through simulation, a normal probability distribution was set for the representation of the resistance of each of the 81 beams. The reliability indexes of this study were obtained by FORM, considering the performance function given by the expression (6.1). In addition to the variable corresponding to resistance, obtained through simulation, the performance function was composed by the variables arranged in Table 6.2.

Through the parametric study, it is observed that the reliability indexes of the studied beams presented few changes due to variations in the characteristic strength of the concrete. Subtly higher reliability values associated with lower characteristic strengths can be observed, which can be attributed to the higher reinforcement ratio of these beams. Minasi [16], in his study, also verified that the isolated variation of this parameter does not significantly modify the levels of reliability obtained. In the present work, it was also verified that the variation in the height of the cross-section does not promote appreciable changes in the reliability indexes.

With respect to the resistance of the beams, a small increase in the ultimate resistance of the beams was observed, for geometric configurations and mechanical properties of the materials that lead to an increase in the contribution of the tensioned concrete, resulting in a small increase in the reliability indexes for beams with a lower total characteristic load.

Regarding the value of the total characteristic load, this study showed a low influence on the reliability values achieved. This same trend was observed in Santos et al. [12]. In contrast, a great influence of the load ratio r is observed, with the reliability index showing considerable reductions when live load becomes predominant in the load combination. This behavior was also observed in Santos et al. [12] and Minasi [16]. This variation is justified by the large coefficient of variation attributed to the live portion of the load. Of the 81 beams evaluated, a total of 54 presented reliability indexes lower than the stipulated target index. All indexes that resulted below the target index correspond to load combinations in which the live load is proportionally equal to or greater than the dead load, which indicates that the current weighting coefficients for accidental loads do not guarantee a uniformity in reliability indexes for cases where live loads become preponderant in the load combinations.

It should be noted that the reliability indexes obtained in this research are results of approximations, from those associated with the mechanical behavior of the materials, to those related to the attribution of theoretical distributions for each random variable. Adding to this is the unidimensionalization of the resistance variable, which is represented by a random variable R with normal probability distribution. A more precise result is expected using the Response Surface Method, where $g(\mathbf{X})$, a function of the finite ele-

ment model, is now represented by an approximation polynomial, adaptively constructed at the project point inter- mediations [24]. Another alternative is the direct coupling of reliability subroutines with the finite element program. In this approach, the function $g(\mathbf{X})$ is treated implicitly, the components $\partial g/\partial X_i$ of the gradient being computed numerically [23,24].

Finally, considering the approach carried out in this work, it was verified that the different distributions tested for resistance R did not reflect in large variations in the reliability indexes obtained. These results can be justified by the directional cosines of the random variables (Figure 6.9). It is possible to note that for the performance function adopted, corresponding to the ultimate limit state of flexure, the influence of R is not preponderant in relation to the other variables. This fact ratifies the adopted approaches and qualifies the results obtained.

9. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of CAPES and CNPq.

10. References

- [1] REAL, M. V. Análise Probabilística de Estruturas de Concreto Armado, Sob Estado Plano de Tensão, Através do Método dos Elementos Finitos. 2000. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [2] AGRAWAL, G.; BHATTACHARYA, B. Partial safety factor design of rectangular partilly prestressed concrete beam in ultimate flexural limit state. *Journal of Structural Engineering*. [s.l.]. v. 37. n. 4. p. 257-267. 2010.
- [3] ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado. 4 vols. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] BARBOSA, P. R. Análise probabilística de pilares de concreto armado através do método dos elementos finitos. 2017. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [6] ANSYS, Inc. ANSYS Mechanical APDL Element Reference. Release 15.0, 2013
- [7] HINTON, E. Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells. Swansea: Pineridge Press, 1988.
- [8] SHEGG, A.; DECANINI, L. Sobre las deformaciones em elementos de hormigón armado, In: Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Porto Alegre, Brasil. Anais, v. 2, p. 1071-1120. 1971.
- [9] NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. Reliability of Structures. McGraw-Hill Companies, Inc., 2000
- [10] HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design. JohnWiley & Sons, New York, 2000.
- [11] SILVA, G. R. Análise da confiabilidade da ligação laje-pilar interno sob punção de acordo com a NBR-6118:2014. 2017. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- [12] SANTOS, D. M.; STUCCHI, F.R.; BECK, A.T. Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. São Paulo. v. 7. n. 5. p. 723-746. 2014.
- [13] GALAMBOS, T. V.; ELLINGWOOD, B.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. Probability based load criteria: Assessment of current design practice. *Journal of the Structural Division*, v. 108. p. 959-977. 1982.
- [14] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIB Model Code 2010. Lausanne, Bulletin n. 65, 2012.
- [15] MARTINELLI, M. Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do método dos elementos finitos. 2003. 149 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [16] MINASI, A. T. Confiabilidade de vigas de concreto armado em estruturas portuárias no estado limite último de flexão. 2016. 149 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Oceânica) – PPGEO, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande.
- [17] SZERSZEN, M. M; NOWAK, A. S. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors. *ACI Structural Journal*, v. 100. n. 3. p. 383-391. 2003.
- [18] DINIZ, S. M. C; FRANGOPOL, D. M. Reliability Assessment of High-Strength Concrete Columns. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124. n. 5. p. 529-536. 1998.
- [19] SZERSZEN, M. M; SZWED, A; NOWAK, A. S. Reliability Analysis for Eccentrically Loaded Columns. *ACI Structural Journal*, v. 102. n. 5. p. 676-688. 2005.
- [20] FERREIRA, L. M; NOWAK, A. S; EL DEBS, M. K. Desenvolvimento de equações para a limitação do peso de veículos de carga em pontes de concreto através da teoria de confiabilidade. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. São Paulo. v. 1. n. 4. p. 421-450. 2008.
- [21] MAGALHÃES, F. C; REAL, M. V; SILVA FILHO, L. C. P. The problem of non-compliant concrete and its influence on the reliability of reinforced concrete columns. *Material and Structures*, v. 49. n. 4. p. 1485-1497. 2016.
- [22] ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts In Engineering*. John Wiley & Sons, Inc., 2007.
- [23] BECK, A. T.; ROSA, E. Structural reliability analysis using deterministic finite element programs. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 3. n. 3. p. 197-222. 2006.
- [24] LEONEL, E. D.; BECK, A. T.; VENTURINI, W. S. On the performance of response surface and direct coupling approaches in solution of random crack propagation problems. *Structural Safety*, v. 33. n. 4. p. 261-274. 2011.

Reliability of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code NBR-6118:2014

Confiabilidade de vigas de concreto armado dimensionadas de acordo com a NBR-6118:2014



M. SCHERER^a
mailson_scherer@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-7544-0623>

I. B. MORSCH^a
morsch@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0002-2473-3474>

M. V. REAL^b
mauroreal@furg.br
<https://orcid.org/0000-0003-4916-9133>

Abstract

This paper aims to evaluate the reliability indexes of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code NBR-6118:2014 in relation to the ultimate limit state of flexure. The main statistics of the resistance model are obtained through Monte Carlo simulation using ANSYS software and its probabilistic design tool. The reliability indexes are evaluated by FORM, being performed a parametric study in order to assess the influence of the main design variables on the safety level reached. It can be noticed that the reliability indexes are shown unsatisfactory in the combinations which the live loads are predominant.

Keywords: structural reliability, reinforced concrete, finite element method, Monte Carlo Method, FORM.

Resumo

O presente trabalho busca avaliar o índice de confiabilidade atingido pelas vigas de concreto armado dimensionadas de acordo com a norma brasileira NBR-6118:2014 em relação ao estado limite último de flexão. As principais estatísticas das resistências são obtidas por simulações de Monte Carlo utilizando o software ANSYS e a ferramenta probabilistic design. Os índices de confiabilidade são calculados pelo FORM, sendo realizado um estudo paramétrico para avaliar a influência das principais variáveis de projeto nos níveis de segurança atingidos. É observado que os índices de confiabilidade se mostram insatisfatórios para combinações de carga nas quais as cargas acidentais são predominantes.

Palavras-chave: confiabilidade estrutural, concreto armado, método dos elementos finitos, Método de Monte Carlo, FORM.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil;
^b Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande, RS, Brasil.

1. Introdução

Os projetos de estruturas de concreto vêm, ao longo do tempo, experimentando uma série de avanços que abrangem desde os materiais empregados até os métodos de cálculo praticados por engenheiros e projetistas. Em se tratando de segurança em estruturas de concreto armado, a norma NBR-6118:2014 utiliza-se de um método semi-probabilístico para obtenção de um nível de segurança em projeto, majorando cargas e minorando resistências através de coeficientes de ponderação parciais. Tais coeficientes de ponderação são aplicados sobre valores característicos de resistências, provenientes de ensaios, e sobre os carregamentos estimados, enquanto a geometria e dimensão das peças correspondem aos valores nominais especificados em projeto. O método atual substitui o antigo método das tensões admissíveis, permitindo a concepção de estruturas mais econômicas e seguras [1]. A previsão da resposta de vigas de concreto armado, seja sob cargas de serviço ou sob o carregamento de ruína, revela uma série de complexidades, desde aquelas relacionadas ao comportamento dos materiais empregados, bem como incertezas nas considerações adotadas na etapa de projeto. De acordo com Real [1], estas incertezas pairam sobre os modelos de cálculo, as propriedades dos materiais utilizados, sobre as cargas máximas atuantes ao longo da vida útil da estrutura e, inclusive, sobre a geometria da peça, podendo esta sofrer desvios durante a construção, impedindo a determinação das dimensões finais com exatidão. Nota-se, portanto, que a maioria das grandezas envolvidas na etapa de projeto corresponde a um conjunto de variáveis aleatórias, as quais possuem determinada distribuição probabilística, apresentando valores médios e um certo valor de dispersão. Isso resulta em uma estrutura cuja resposta, sob determinada condição de carregamento, também se revela de forma aleatória.

Uma forma racional de se considerar dadas incertezas é tratar o problema em um formato probabilístico. Nesse sentido, verificam-se alguns trabalhos já realizados e que se direcionaram ao estudo e avaliação do nível de segurança atingido pela norma nacional NBR-6118 em suas diversas revisões. Um estudo probabilístico sobre vigas e pilares foi desenvolvido por Real [1], avaliando os critérios dispostos pela NBR-6118:1980. Um estudo voltado a vigas de concreto armado foi desenvolvido por Santos et al. [12] em relação à revisão da NBR-6118:2007. No que se refere à última revisão, a NBR-6118:2014, pode-se citar os trabalhos desenvolvidos por Minasi [16], voltado ao estudo da confiabilidade de vigas de concreto armado em estruturas portuárias; por Barbosa [5], direcionado à análise probabilística de pilares de concreto armado; e por Silva [11], na avaliação da confiabilidade da ligação laje-pilar sob punção. Como forma de contribuir e dar sequência ao estudo do nível de segurança atingido pelas normas de projeto nacionais, o trabalho proposto tem como objetivo principal a determinação do índice de confiabilidade em projetos de vigas de concreto armado em relação ao estado limite último de flexão, dimensionadas de acordo com as prescrições e critérios de projeto da NBR-6118:2014: Projeto de Estruturas de Concreto [4]. O método dos elementos finitos é empregado para a representação numérica das vigas dimensionadas, sendo este modelo comparado e validado por intermédio de resultados experimentais. O estudo probabilístico, por sua vez, é feito através do Método de Monte Carlo e FORM.

2. Projeto de vigas de concreto armado de acordo com a NBR-6118:2014

De forma geral, além de atender os aspectos relacionados à segurança estrutural, a fase de projeto de estruturas de concreto armado deve incluir verificações quanto ao desempenho em serviço e durabilidade durante a vida útil da mesma. Nesse contexto, costumam-se definir os estados limites últimos (ELU), os quais estão relacionados ao colapso ou esgotamento da capacidade portante da estrutura, e os estados limites de serviço (ELS), que se referem às condições nas quais se torna impróprio o uso da estrutura, em termos de conforto e durabilidade.

2.1 Combinação das ações

A combinação das ações deve considerar todas as ações de probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente, visando determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, tanto em relação aos estados limites de serviços quanto aos estados limites últimos [4]. Dessa forma, é necessário conhecer as principais fases da vida útil de uma estrutura, possibilitando determinar condições desfavoráveis e garantir uma adequada margem de segurança adotando coeficientes de ponderações para resistências e ações.

No que diz respeito à combinação de ações na verificação ao Estado Limite Último, considerando-se combinações últimas normais, estas são obtidas, de acordo com a NBR-6118:2014, através da expressão (2.1).

$$F_{d,ult} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qj,k}) \quad (2.1)$$

Sendo $F_{d,ult}$ o valor de cálculo para a combinação última de solicitações normais; F_{gk} o valor característico da ação permanente; F_{q1k} o valor característico da ação variável principal; $F_{qj,k}$ o valor característico das demais ações variáveis; γ_g e γ_q os coeficientes parciais para ações permanentes e variáveis, respectivamente; ψ_{0j} o coeficiente redutor na combinação de ações.

Para os casos mais usuais, os valores dos coeficientes parciais indicados pela referida norma resultam $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$, e o coeficiente redutor para as demais cargas acidentais, que não a principal, é adotado $\psi_{0j} = 0,50$. Dessa forma, em relação ao Estado Limite Último, o valor de cálculo da solicitação é dado por (2.2).

$$F_{d,ult} = 1,4(F_{gk} + F_{q1k}) + 1,4 \sum 0,50 F_{qj,k} \quad (2.2)$$

Em relação aos estados limites de serviço, a combinação das ações é feita considerando-se o tempo de permanência das ações sobre a estrutura. Para ações que atuarão sobre a estrutura durante grande parte de sua vida útil, estas têm seus valores tomados como quase permanentes, sendo a combinação dada pela expressão (2.3).

$$F_{d,qp} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (2.3)$$

Sendo $F_{d,qp}$ o valor de cálculo para a combinação quase permanente e ψ_{2j} o coeficiente redutor na combinação das ações. A combinação quase permanente, de acordo com a NBR-6118:2014, deve ser utilizada na verificação dos deslocamentos. Considerando cargas acidentais provenientes de edificações residenciais, o fator de redução é tomado como $\psi_{2j} = 0,30$. Com isso, a equação (2.3) pode ser reescrita por (2.4).

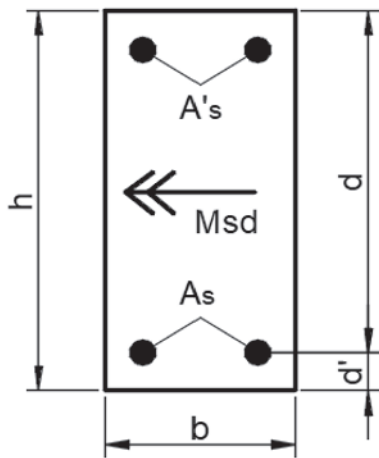


Figura 2.1
Seção retangular genérica submetida à flexão simples

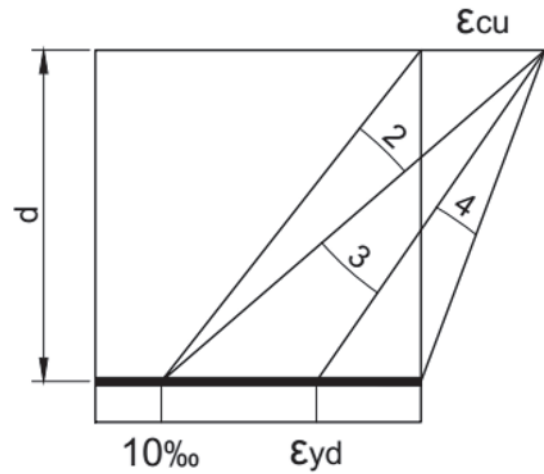


Figura 2.2
Domínios considerados para ruptura em flexão simples

$$F_{d,qp} = \sum F_{gi,k} + 0,30F_{qj,k} \quad (2.4)$$

Para o caso de ações que se repetem por diversas vezes ao longo da vida útil da estrutura, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente, enquanto as demais assumem seus valores quase permanentes. Nessa condição, a combinação é dada por (2.5).

$$F_{d,f} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (2.5)$$

Sendo $F_{d,f}$ o valor de cálculo para a combinação frequente. A verificação da abertura de fissuras é realizada através do emprego da equação (2.5). Para cargas acidentais provenientes de edificações residenciais, adota-se $\psi_1 = 0,40$, reescrevendo (2.5) como (2.6).

$$F_{d,f} = \sum F_{gi,k} + 0,40F_{q1k} \quad (2.6)$$

2.2 Dimensionamento à flexão

A etapa de dimensionamento de vigas de concreto armado consiste, para uma dada geometria e condição de carregamento previstas em uma etapa de projeto, em determinar a quantidade e

disposição de armadura para atender a condição de segurança $M_{Rd} \geq M_{Sd}$, sendo M_{Rd} e M_{Sd} os valores de projeto do momento resistente e solicitante, respectivamente.

Neste trabalho considera-se uma seção retangular, representada genericamente na Figura 2.1. Como hipóteses básicas do dimensionamento em flexão, considera-se que as seções permaneçam planas após a deformação; admite-se perfeita aderência entre o aço e o concreto que o envolve; a contribuição do concreto em tração é completamente desprezada [4]. Considerando o caso de vigas sob flexão simples, a ruptura é caracterizada pelo esmagamento do concreto ou pelo escoamento da armadura passiva. Dessa forma, admite-se que o equilíbrio de uma seção transversal sob estas condições dar-se-á nos domínios 2, 3 (condição de ruptura dúctil), apresentados na Figura 2.2.

A ocorrência dos domínios acima é caracterizada pela posição da linha neutra na seção transversal. Com o intuito de garantir ductilidade às vigas, a NBR-6118:2014 estabelece os limites da posição relativa da linha neutra $\xi = x/d$ conforme a classe do concreto, em

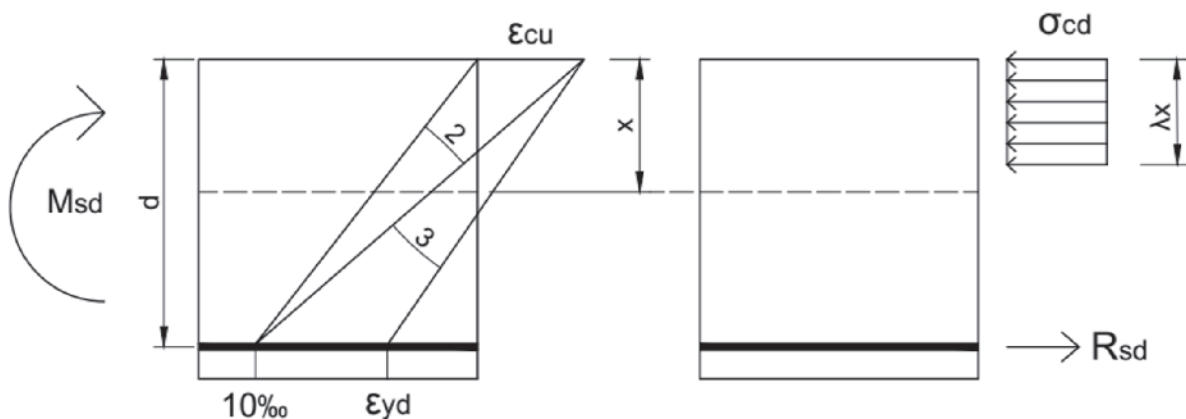


Figura 2.3
Equilíbrio de esforços internos ao momento solicitante

função da resistência característica à compressão (f_{ck}), de acordo com (2.7).

$$\begin{aligned} \xi_{lim} &\leq 0,45 & f_{ck} &\leq 50 \text{ MPa} \\ \xi_{lim} &\leq 0,35 & 50 \text{ MPa} < f_{ck} &\leq 90 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Ainda que o concreto em compressão apresente comportamento não-linear, admite-se a consideração de um bloco retangular de tensões [4], representado na Figura 2.3, atuando juntamente com a armadura tracionada e equilibrando, dessa forma, o momento solicitante.

O bloco retangular do concreto em compressão pode ser considerado até uma posição $y = \lambda x$, sendo λ uma constante adotada em função da classe de concreto empregado, conforme (2.8).

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,8 & f_{ck} &\leq 50 \text{ MPa} \\ \lambda &= 0,8 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{400} \right) & f_{ck} &> 50 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (2.8)$$

O equilíbrio da seção apresentada na Figura 2.3 resulta em uma equação de segundo grau em relação à posição x da linha neutra, interessando apenas o valor contido na seção transversal, sendo este dado pela expressão (2.9).

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_{sd}}{bd^2 \sigma_{cd}}} \right) \quad (2.9)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.10)$$

Sendo σ_{cd} o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto; α_c um parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão, em função da classe do concreto; γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Introduz-se, através de (2.11), a variável adimensional μ , que representa o momento fletor reduzido, sendo função apenas da geometria pré-estabelecida e dos valores de cálculo da resistência e solicitação.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 \sigma_{cd}} \quad (2.11)$$

A verificação quanto à condição de ductilidade é obtida comparando o momento fletor reduzido com o seu valor limite correspondente, obtido pela expressão (2.12).

$$\mu_{lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - 0,5 \lambda \xi_{lim}) \quad (2.12)$$

Uma vez que se garanta que $\mu \leq \mu_{lim}$, confirmando a posição da linha neutra nos domínios 2 ou 3, a solução em armadura consiste na utilização de um arranjo simples, sem armadura colaborante à compressão. Nesta situação, a área de aço A_s é obtida por intermédio de (2.13) e (2.14).

$$\xi = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (2.13)$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.14)$$

Sendo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ a tensão de escoamento de cálculo da armadura; f_{yk} o valor característico da tensão de escoamento; γ_s o coeficiente de ponderação da resistência do aço.

Para as situações em que $\mu > \mu_{lim}$, a condição de ruptura dúctil no domínio 2 ou 3 sem alteração na geometria e na resistência dos

materiais é obtida adotando-se uma armadura colaborante à compressão (A_s'). Com isso, o problema resulta indeterminado, uma vez que as três incógnitas A_s , A_s' e ξ devem ser obtidas por duas equações de equilíbrio na seção transversal. Uma alternativa é fixar $\xi = \xi_{lim}$, obtendo-se as áreas de aço tracionada e comprimida por equilíbrio [3]. A deformação e tensão na armadura colaborante à compressão, ε_s' e σ_{sd}' , respectivamente, são dadas pelas expressões (2.15) e (2.16).

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_u \left(\frac{\xi_{lim} - d/d'}{\xi_{lim}} \right) \quad (2.15)$$

$$\sigma_{sd}' = E_s \varepsilon_s' \quad (2.16)$$

Sendo E_s o módulo de elasticidade da armadura. Nessa condição, as áreas de aço tracionada e comprimida, A_s e A_s' , são obtidas pelas expressões (2.17) e (2.18), respectivamente.

$$A_s = \left(\lambda \xi_{lim} + \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - d/d'} \right) b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.17)$$

$$A_s' = \left(\frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - d/d'} \right) b d \frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{sd}'} \quad (2.18)$$

A área de aço tracionada deve ainda respeitar um valor mínimo, de forma a evitar uma ruptura brusca na transição do estágio I para o estágio II. A armadura tracionada mínima é obtida através do dimensionamento ao momento fletor de cálculo mínimo [4], dado por (2.19), devendo ser respeitada ainda a taxa geométrica mínima de 0,15%.

$$M_{sd,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (2.19)$$

Sendo W_0 o módulo resistente da seção, relativo à fibra mais tracionada; e $f_{ctk,sup}$ o limite superior da resistência característica à tração do concreto.

2.3 Verificação aos Estados Limites de Serviço

Além do dimensionamento da armadura longitudinal à flexão, visando garantir um nível adequado de segurança em relação ao colapso, deve-se garantir também que a estrutura apresente um bom desempenho sob condições normais de utilização, no sentido de garantir conforto e durabilidade à mesma [3]. Em vigas de concreto armado, são usualmente verificados os Estados Limites de Deformação Excessiva (ELS-D) e o Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W). Ainda que estes dois Estados Limites estejam relacionados, ambos são verificados de forma isolada de acordo com o procedimento apresentado na NBR-6118:2014.

2.3.1 Verificação de deslocamentos excessivos

Já sob cargas de serviço, o concreto inicia o processo de fissuração nas seções mais solicitadas, reduzindo de forma significativa a rigidez da estrutura. Neste caso, a obtenção dos deslocamentos imediatos presume a consideração de uma rigidez equivalente considerando o estado de fissuração da peça. De acordo com a NBR 6118:2014 [4], a rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ é obtida através da expressão (2.20).

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (2.20)$$

Sendo E_{cs} o módulo de elasticidade secante do concreto; M_f o momento de fissuração da seção transversal; M_o o momento máximo no vão para a combinação considerada; I_o e I_{II} os momentos de inércia da seção bruta de concreto e da seção no estágio II, respectivamente. Por conta do comportamento reológico do concreto, deve-se prever uma parcela adicional decorrente dos efeitos diferidos devidos à fluência e retração. Essa parcela adicional é obtida pela multiplicação da flecha imediata por um fator α_f , apresentado em (2.21).

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \tag{2.21}$$

Na expressão acima, ρ' representa a taxa de armadura colaborante à compressão. O fator $\Delta\xi$, depende do intervalo de tempo compreendido entre a data na qual mede-se a flecha final e a data correspondente ao carregamento da estrutura. Neste trabalho considera-se um valor de $\Delta\xi = 1,32$. A flecha final δ_f é obtida pela expressão (2.22), devendo respeitar, para o caso de vigas biapoiaadas, o valor limite de $\delta_{lim} = L/250$.

$$\delta_f = \delta_o(1 + \alpha_f) \tag{2.22}$$

Sendo δ_o a flecha inicial calculada com a rigidez equivalente $(EI)_{eq}$.

2.3.2 Verificação da abertura de fissuras

No sentido da preservação e integridade das estruturas de concreto, o controle da abertura de fissuras visa garantir a inibição de processos que promovam a deterioração das armaduras, como por exemplo, a corrosão [3]. De acordo com a NBR-6118:2014 [4], a abertura característica de fissura w_k para cada região de envolvimento deve ser considerada como a menor obtida pelas expressões (2.23) e (2.24).

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12,5\eta_i E_{si} f_{ctm}} \tag{2.23}$$

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si}}{12,5\eta_i E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \tag{2.24}$$

Sendo ϕ_i o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento; σ_{si} a tensão de tração na barra de armadura considerada; η_i o coeficiente de conformação da barra de armadura; E_{si} o módulo de elasticidade da barra de armadura considerada; ρ_{ri} a taxa de armadura

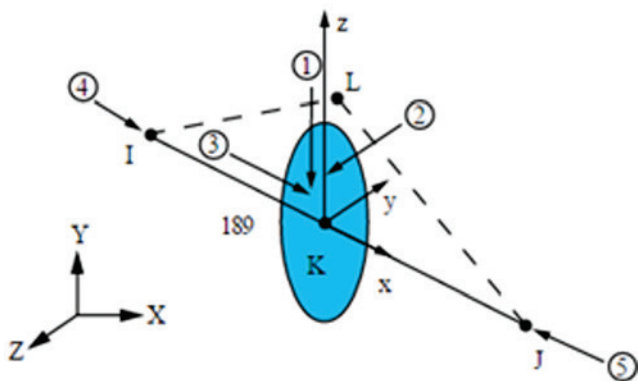


Figura 3.1
Elemento *beam189* para representação do concreto (ANSYS, [6])

da região considerada; f_{ctm} a resistência média à tração do concreto. O valor limite de abertura de fissuras deve ser observado de acordo com a classe ambiental em que está inserida a estrutura, conforme a NBR-6118:2014 [4]. No presente trabalho considerou-se uma CAA II, conduzindo à um valor máximo de abertura de fissura $w_k \leq 0,30\text{mm}$.

3. Análise de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos

O estudo de confiabilidade presume a existência de um modelo, seja analítico ou numérico, que permita representar de forma adequada o comportamento da estrutura em estudo, especialmente no que diz respeito aos valores de carga de ruptura. Neste trabalho empregou-se o método dos elementos finitos para a análise das vigas de concreto armado. As análises foram realizadas através do software ANSYS 17.2, em sua versão acadêmica, associando-se subrotinas externas *usermat* para a representação da lei constitutiva dos materiais. Estas subrotinas são programadas em linguagem Fortran 77, sendo utilizada uma atualização do código desenvolvido inicialmente por Barbosa [5] para o estudo probabilístico de pilares. Os elementos finitos adotados e os modelos mecânicos dos materiais são apresentados de forma mais detalhada a seguir.

3.1 Elementos finitos utilizados

3.1.1 Elemento finito para o concreto

O elemento *beam189* pode ser empregado na análise de estruturas reticuladas, como pilares e vigas esbeltas ou moderadamente

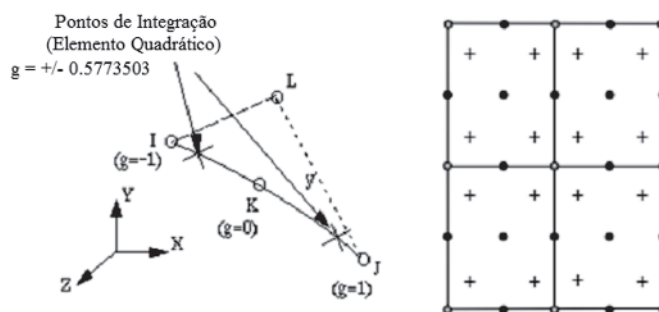


Figura 3.2
Pontos de integração associados ao elemento *beam189* (Adaptado de ANSYS, [6])

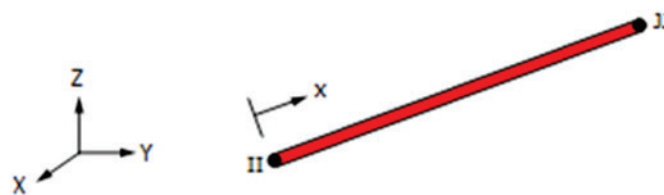


Figura 3.3
Elemento *reinf264* para representação da armadura (ANSYS, [6])

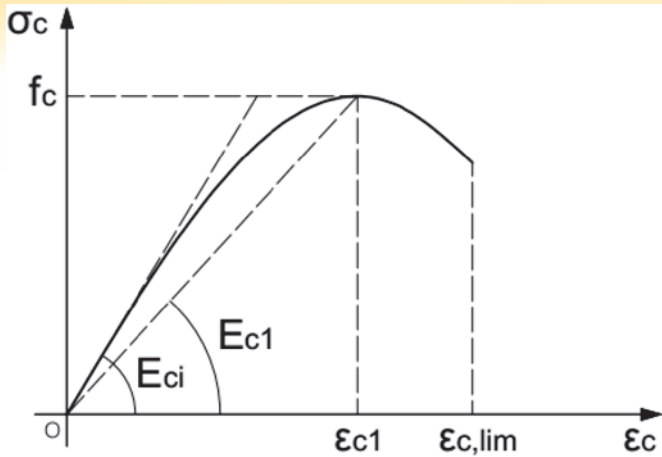


Figura 3.4
Diagrama tensão-deformação do concreto em compressão uniaxial (adaptado *fib* 2010, [14])

esbeltas. Sendo baseado na teoria de vigas de Timoshenko, que considera as deformações por corte, as seções permanecem planas após a deformação [6]. Trata-se de um elemento unidimensional contido no espaço tridimensional, o qual possui três nós ao longo de seu comprimento (formulação quadrática), havendo seis graus de liberdade por nó (3 translações e 3 rotações em torno dos eixos locais x , y e z). A Figura 3.1 apresenta a geometria, nós e sistema de coordenada local para o elemento em questão.

O *beam189* conta com dois pontos de integração ao longo do seu comprimento e quatro pontos de integração por cada célula empregada para representar a seção transversal. A Figura 3.2 apresenta os pontos de integração associados ao elemento *beam189* ao longo do comprimento e em relação à seção transversal.

Uma notória vantagem da utilização deste elemento é sua compatibilidade com o elemento *reinf264*, o qual é adotado como armadura incorporada e associado ao modelo de fissuras distribuídas.

3.1.2 Elemento finito para armadura

As armaduras foram representadas pelo elemento *reinf264*, disposto na Figura 3.3. Trata-se de um elemento que presume a existência de um elemento base, tal como o *beam189* descrito anteriormente. As coordenadas nodais, graus de liberdade e conectividade do elemento *reinf264* são idênticas ao do elemento base. Sua formulação permite a representação de fibras de reforços atuantes em direções arbitrárias e resistindo exclusivamente a esforços axiais. Estas fibras são associadas ao elemento base admitindo-se completa aderência com o mesmo, sendo inseridas através de posições relativas na seção transversal [6].

3.2 Modelo mecânico dos materiais

Neste item são apresentados os modelos mecânicos utilizados na modelagem numérica. As principais propriedades que definem o modelo mecânico do concreto e do aço são obtidas via simulação, de acordo com a distribuição de probabilidade atribuída a elas. Tais aspectos relacionados às variáveis aleatórias são convenientemente abordados no item 6.2.

3.2.1 Concreto

Em função de sua composição, o comportamento do concreto ten-

de a ser complexo, apresentando também respostas completamente distintas quando tracionado ou comprimido [7]. Para a realização das análises adotaram-se as relações constitutivas e prescrições apresentadas no código modelo *fib* 2010 [14], sendo aplicáveis para concretos com resistência característica à compressão de até 120 MPa. Utilizaram-se, também, critérios e adaptações sugeridos por pesquisadores e literatura técnica sobre o tema.

Quando comprimido, o concreto tende a apresentar não linearidades ainda sobre baixos valores de tensão, sendo seu modelo constitutivo em compressão uniaxial representado pelo diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 3.4.

O pico em tensão corresponde à resistência à compressão f_c , procedido por um trecho pós-pico com amolecimento, ocorrendo a ruptura ao se atingir a deformação última em compressão. As expressões e os parâmetros dados em (3.1) caracterizam a curva representada na Figura 3.4.

$$\sigma_c = -f_c \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \quad |\epsilon_c| < |\epsilon_{c,lim}| \quad (3.1)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}}$$

O concreto, uma vez que possui resistência à tração muito inferior à sua resistência à compressão, apresenta formação de fissuras mesmo em um nível baixo de carga. De acordo com Hinton [7], a representação do concreto sob tração compreende a introdução de um critério de fissuração e uma lei de amolecimento. Neste trabalho, o concreto não fissurado, cujas tensões em tração não ultrapassem a resistência f_{ct} , é representado como um modelo elástico-linear [15], sendo a relação constitutiva dada por (3.2).

$$\sigma_t = E_{ci}\epsilon_t \quad \sigma_t \leq f_{ct} \quad (3.2)$$

Após fissurado, o concreto entre fissuras continua a colaborar na resistência até um dado nível de deformação. Esse comportamento, denominado *tension-stiffening*, é modelado através de um ramo descendente no diagrama tensão-deformação, o qual representa uma redução gradual na resistência em função do nível de abertura das fissuras, conforme ilustrado na Figura 3.5.

Adotou-se neste trabalho a expressão utilizada por Martinelli [15] para a representação do diagrama tensão-deformação do concreto fissurado, dada por (3.3), sendo utilizados os valores de α_t e ϵ_{tu} igual a 0,6 e 0,001, respectivamente.

$$\sigma_{ct} = \alpha_t f_{ct} \left(1,0 - \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{tu}} \right) \quad (3.3)$$

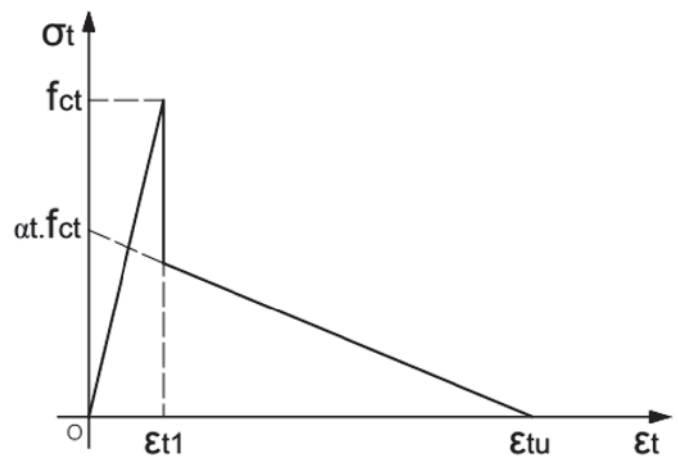


Figura 3.5
Diagrama tensão-deformação do concreto em tração uniaxial (adaptado de Martinelli, [15])

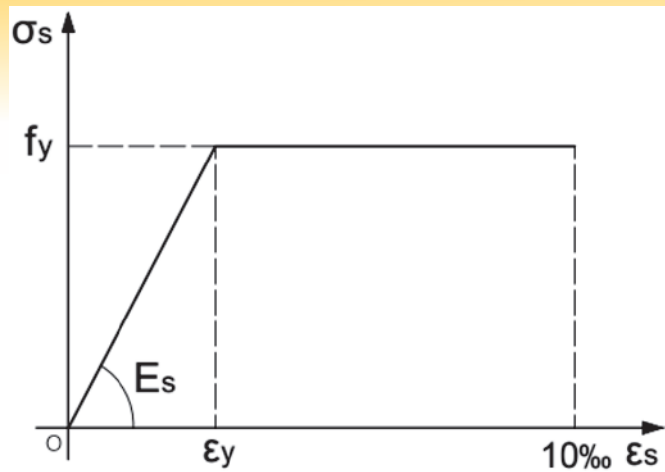


Figura 3.6
Diagrama tensão-deformação para armadura

3.2.2 Aço

Para representação das armaduras foi empregado um modelo elastoplástico perfeito, conforme apresentado na Figura 3.6. O material possui o mesmo comportamento sob tração e compressão, apresentando um módulo de elasticidade E_s até atingir a tensão de escoamento f_y , a partir da qual apresenta um módulo tangente nulo.

4. Validação do modelo numérico

Com o intuito de verificar a capacidade do modelo numérico na obtenção da carga última de vigas de concreto armado, são modeladas numericamente um conjunto de nove vigas ensaiadas por Schegg e Decanini [8]. As vigas foram submetidas à cargas concentradas, conforme ilustrado na Figura 4.1, sendo carregadas gradativamente até a ruptura. As vigas foram divididas em três diferentes conjuntos, diferenciados em relação à taxa de armadura à flexão. A Tabela 4.1 traz os

Tabela 4.1
Propriedades das vigas ensaiadas por Schegg e Decanini [8]

Viga	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{cm} (kN/cm ²)	f_y (kN/cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)
RC-075-1	15,3	24,6	22,1	3,11	54,9	2,35	
RC-075-2	14,9	24,7	21,9	2,82	53,8	(3φ10mm)	
RC-075-3	14,6	24,8	22,1	2,96	54,8		
RC-100-1	15,0	23,9	21,7	3,22	43,8		
RC-100-2	14,6	23,9	21,7	3,40	42,7	3,39	1,00 (2φ8mm)
RC-100-3	15,0	23,9	21,7	2,74	42,5	(3φ12mm)	
RC-200-1	15,0	24,0	21,2	2,64	48,4		
RC-200-2	14,8	24,0	21,0	2,96	47,1	6,28	
RC-200-3	15,2	23,7	20,9	2,40	48,7	(2φ20mm)	

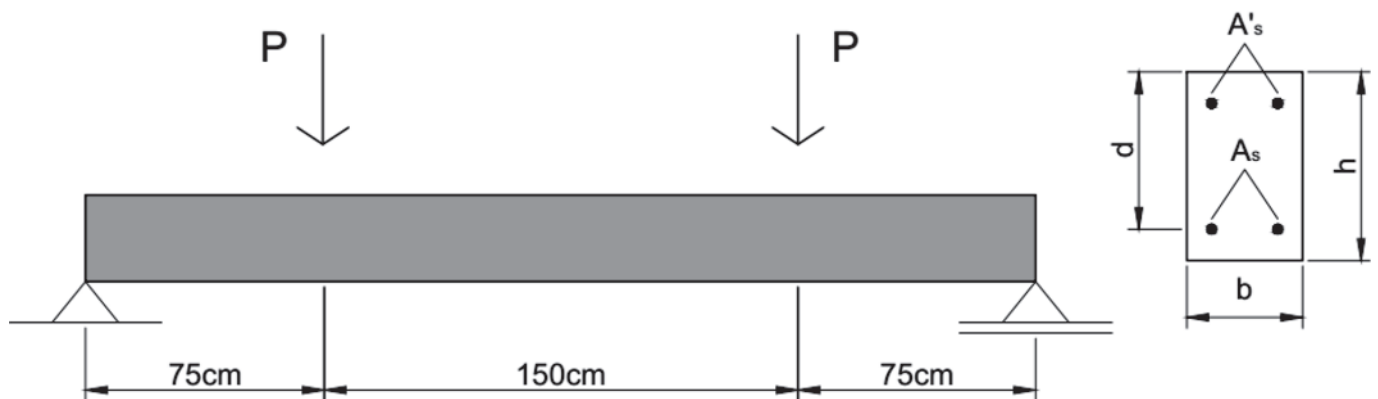


Figura 4.1
Geometria e carregamento das vigas ensaiadas por Schegg e Decanini [8]

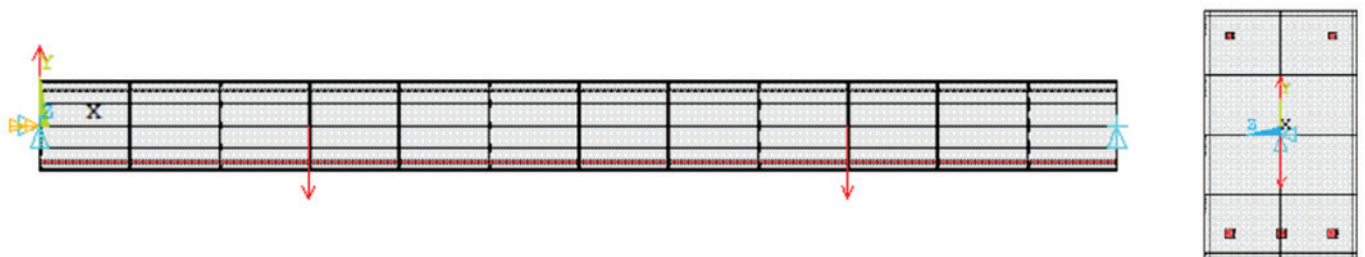


Figura 4.2
Malha de elementos finitos empregada para análise e validação do modelo numérico

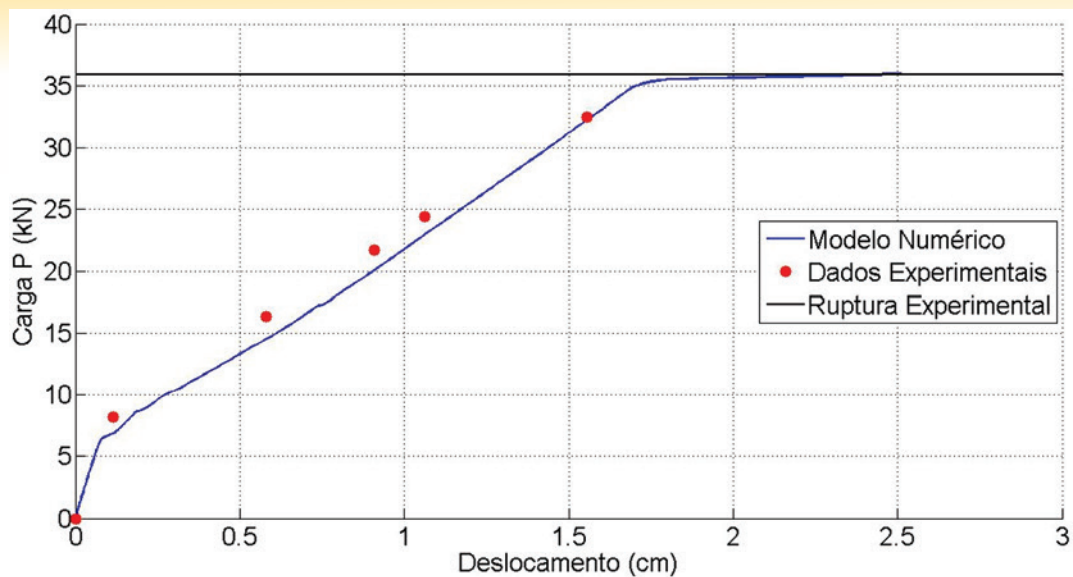


Figure 4.3
Gráfico Carga-Deslocamento para a viga RC-075-1

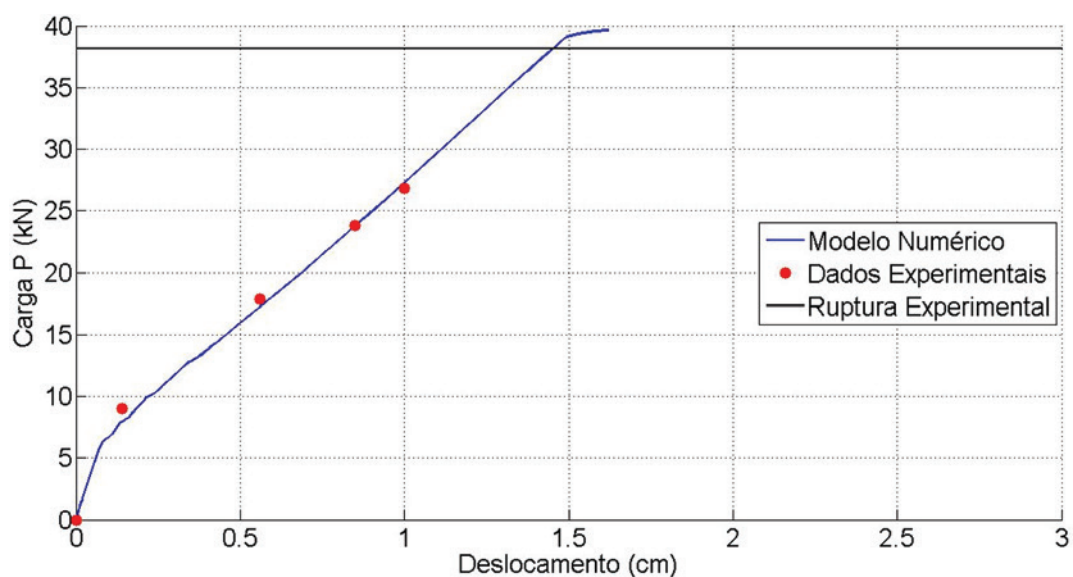


Figura 4.4
Gráfico Carga-Deslocamento para a viga RC-100-1

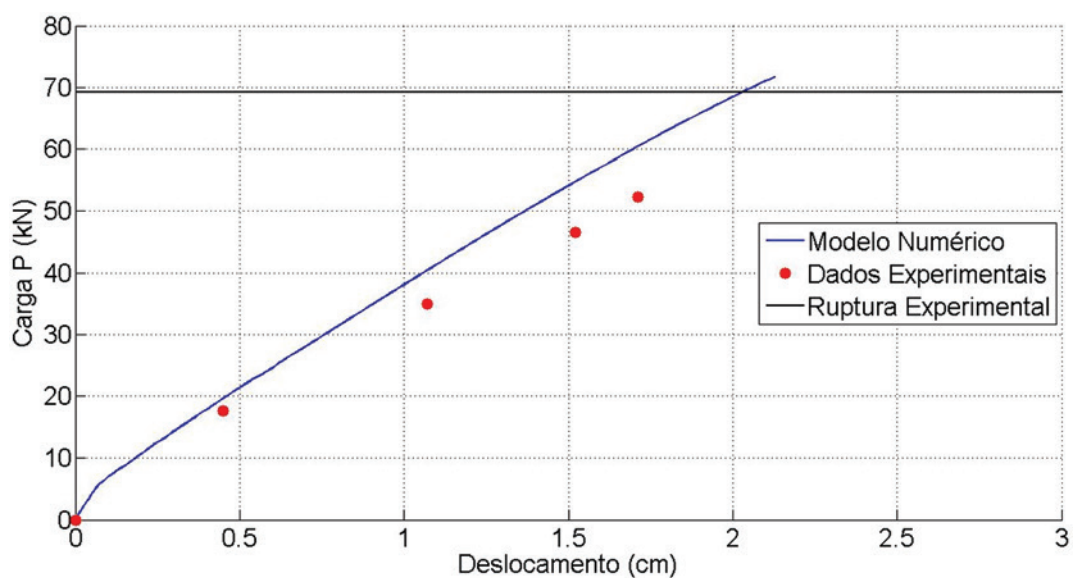


Figura 4.5
Gráfico Carga-Deslocamento para a viga RC-200-1

Tabela 4.2

Cargas de ruptura obtidas experimental e numericamente

Viga	Carga última numérica - Pn (kN)	Carga última experimental - Pe (kN)	Pe/Pn
RC-075-1	35,93	35,85	1,00
RC-075-2	34,75	35,67	1,03
RC-075-3	35,72	35,67	1,00
RC-100-1	39,66	38,16	0,96
RC-100-2	38,81	38,67	1,00
RC-100-3	38,35	37,41	0,98
RC-200-1	71,68	69,16	0,96
RC-200-2	69,72	67,84	0,97
RC-200-3	70,88	69,16	0,98

parâmetros geométricos e resistências medidas após a confecção das vigas.

A malha utilizada para discretização do modelo é apresentada na Figura 4.2. Foram utilizados doze elementos ao longo do comprimento da viga, enquanto a seção transversal foi dividida em quatro células ao longo da base e seis células ao longo da altura.

As Figuras 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam os diagramas carga-deslocamento para a primeira viga de cada série ensaiada. Pode-se verificar que o modelo numérico representa de forma satisfatória o comportamento não-linear das vigas durante o carregamento.

As cargas de ruptura obtidas experimentalmente e através do modelo numérico estão apresentadas na Tabela 4.2. Verifica-se que o modelo em elementos finitos é capaz de captar com boa precisão os valores esperados na ruptura dos modelos.

Pode-se ainda avaliar estatisticamente os valores apresentados na Tabela 4.2. A média e desvio padrão obtidos para a relação P_e/P_n são, aproximadamente, 0,99 e 0,02, respectivamente, refletindo uma variabilidade esperada entre os resultados obtidos experimentalmente e aqueles obtidos via simulação numérica.

5. Confiabilidade estrutural

5.1 Generalidades

Para Nowak e Collins [9], a confiabilidade estrutural está relacionada com a probabilidade de que uma estrutura atenda a um dado estado limite, durante um intervalo específico de tempo e sob de-

terminadas condições de utilização. Considerando situações de projeto de estruturas de concreto armado, a confiabilidade de uma dada estrutura em relação a um estado limite último está relacionada à probabilidade de que essa estrutura não falhe por ocasião do uso para qual foi concebida, de forma que sua resistência seja superior a solicitação a esta imposta ao longo de sua vida útil.

O fato é que a maior parte dos fenômenos relacionados a engenharia apresentam um dado grau de incertezas, desde aquelas relacionadas às propriedades dos materiais empregados, das cargas atuantes e da geometria final. Em decorrência disso, torna-se impossível atestar uma estrutura como totalmente segura, havendo sempre uma probabilidade de falha finita associada a ela.

5.2 Função performance

Um dos aspectos iniciais a ser considerado na análise de confiabilidade de uma estrutura consiste em definir uma função performance para o modo de falha em estudo. Tal função expressa uma relação de capacidade *versus* demanda e caracteriza a resistência da estrutura como suficiente ou insuficiente. Genericamente, a função performance é expressa por (5.1), em que \mathbf{X} corresponde ao vetor de variáveis básicas do modelo [10].

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (5.1)$$

Considerando uma estrutura em relação ao estado limite último, a segurança é definida a partir da chamada "margem de segurança", dada pela diferença entre a capacidade portante da estrutura e a solicitação a esta imposta. Dessa forma, a expressão (5.1) é particularizada e assume a forma dada por (5.2).

$$g(R, S) = R - S \quad (5.2)$$

Sendo R e S resistência e solicitação, respectivamente. A partir de (5.2), a performance da estrutura pode se enquadrar em três possíveis domínios: o domínio da segurança corresponde a valores de $g(R, S) > 0$, situação em que a estrutura é demandada aquém de sua resistência; A falha corresponde à valores de $g(R, S) < 0$, sendo a estrutura demandada além de sua resistência. O limite entre a falha e a segurança corresponde à situação $g(R, S) = 0$, sendo denominado estado limite [9].

Para um modelo em que resistência e solicitação sejam variáveis aleatórias estatisticamente independentes e com distribuição normal de probabilidade, tem-se, como consequência, uma função margem de segurança igualmente representada por uma distribuição normal de probabilidade, conforme ilustrado na Figura 5.1. Para o caso particular apresentado na Figura 5.1, a função densidade

**Figura 5.1**

Distribuições de probabilidade da resistência, solicitação e margem de segurança (adaptado de Nowak e Collins, [9])

de probabilidade da margem de segurança pode ser definida a partir dos momentos estatísticos da resistência e solicitação (médias μ_R e μ_S ; desvios padrões σ_R e σ_S) de acordo com as expressões (5.3) e (5.4), sendo a probabilidade de falha do modelo obtida por (5.5), em que Φ é a função distribuição de probabilidade acumulada de uma variável normal padronizada.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \tag{5.3}$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \tag{5.4}$$

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \tag{5.5}$$

Em problemas de engenharia, de forma geral, o nível de segurança de uma estrutura em relação a um dado estado limite é avaliado através do chamado índice de confiabilidade β . Nas situações em que a margem de segurança apresentar distribuição normal de probabilidade, o índice de confiabilidade pode ser obtido diretamente pela expressão (5.6).

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \tag{5.6}$$

5.3 O método de Monte Carlo

A técnica de simulação aplicada à engenharia consiste na elaboração de um modelo matemático com o intuito de reproduzir o comportamento real de uma estrutura, possibilitando avaliar a variabilidade da carga de ruptura, por exemplo, frente à introdução de aleatoriedades nos parâmetros de entrada, tais como propriedades dos materiais e características geométricas. O Método de Monte Carlo, nesse contexto, tem sido amplamente empregado, em especial pela sua simplicidade e por não demandar conhecimentos mais complexos em probabilidade e estatística [10].

Haldar e Mahadevan [10] descrevem os seis elementos essenciais associados ao método de Monte Carlo, apresentados abaixo:

1. Definir o problema em termos das variáveis aleatórias;
2. Determinar as distribuições de probabilidade e as principais estatísticas das variáveis aleatórias envolvidas no problema;
3. Gerar um conjunto de valores para as variáveis aleatórias de acordo com suas distribuições de probabilidade;
4. Solucionar o modelo de forma determinística para o conjunto de valores das variáveis aleatórias;

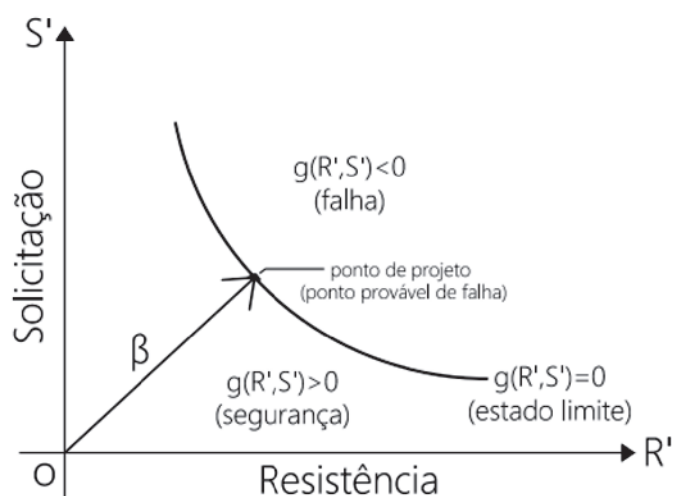


Figura 5.2
Interpretação geométrica do índice de confiabilidade (adaptado de Haldar e Mahadevan, [10])

5. Extrair as informações estatísticas após N simulações;

6. Determinar a eficiência do processo de simulação.

Neste trabalho, o método de Monte Carlo é utilizado como ferramenta para inferência estatística da resistência R que compõe a função $g(R,S)$. Para o modelo numérico empregado, um número suficiente de simulações é realizado para que se obtenha a convergência dos momentos estatísticos dos modelos resistentes, determinando-se assim a função densidade de probabilidade $f_R(r)$ através do ajuste do conjunto de dados obtidos.

5.4 Índice de confiabilidade e o FORM

Em muitos casos práticos nos quais a função performance apresenta-se complexa, não sendo possível garantir a normalidade da variável margem de segurança, o simples emprego da expressão (5.6) pode conduzir a erros na estimativa do índice de confiabilidade. Neste contexto, o FORM (First-Order Reliability Method) tem sido amplamente empregado para a obtenção do índice β .

No espaço das variáveis normais padronizadas, o índice de confiabilidade pode ser obtido pela interpretação geométrica da função performance. Na Figura 5.2, β corresponde à menor distância da origem do sistema das variáveis aleatórias normais padronizadas à função estado limite $g(R', S') = 0$, a partir da qual se inicia a região de falha. Para uma variável genérica X_i , esta pode ser representada no sistema das variáveis normais padronizadas conforme (5.7).

$$X_i = \mu_X^E + X_i' \sigma_X^E \tag{5.7}$$

Na expressão acima, o índice "E" nos valores de média e desvio padrão indica se tratar de valores da função normal equivalente para o caso de variáveis com distribuição de probabilidade diferente da normal.

Sendo a distância entre a origem e um dado ponto no sistema reduzido das variáveis aleatórias dada por $D = \sqrt{\mathbf{x}'^T \mathbf{x}'}$, a determinação do índice de confiabilidade consiste em minimizar distância D obedecendo à restrição $g(\mathbf{X}) = 0$. O ponto sobre a superfície de falha $g(\mathbf{X}') = 0$ associado à menor distância é denominado ponto provável de falha ou ponto de projeto, sendo expresso por \mathbf{x}^{**} . O índice de confiabilidade do sistema é obtido por (5.8).

$$\beta = -\frac{\sum_{i=1}^n x_i^{*'} \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^{2*}}} \tag{5.8}$$

Na expressão (5.8), a notação "*" indica que o vetor das variáveis aleatórias e as derivadas parciais são avaliadas no ponto de falha. Como este ponto não é conhecido a priori, o valor de β é obtido por aproximações sucessivas. O cosseno diretor α_i para cada variável é dado por (5.9), sendo o ponto de projeto $x_i^{*'}$ da respectiva variável no sistema reduzido obtido por (5.10).

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)^{2*}}} \tag{5.9}$$

$$x_i^{*' } = -\alpha_i \beta \tag{5.10}$$

Para variáveis que não apresentem distribuição normal de probabilidade, pode-se utilizar o procedimento de Rackwitz e Fiessler, apresentado em Nowak e Collins [9], para determinar os valores da média e desvio padrão de uma variável normal equivalente no ponto de projeto, dadas as funções distribuição de probabilidade acumulada $F_X(x)$ e a densidade de probabilidade $f_X(x)$ originais da variável. As expressões (5.11) e (5.12) são empregadas para

determinar os valores da média e desvio padrão da função normal equivalente, μ_x^E e σ_x^E , respectivamente.

$$\mu_x^E = x^* - \sigma_x^E \{\Phi^{-1}[F_X(x^*)]\} \tag{5.11}$$

$$\sigma_x^E = \frac{1}{f_X(x^*)} \phi\{\Phi^{-1}[F_X(x^*)]\} \tag{5.12}$$

Em que Φ e ϕ correspondem à função distribuição de probabilidade acumulada e à função densidade de probabilidade de uma variável normal padronizada, respectivamente.

6. Análise probabilística de vigas de concreto armado

6.1 Caracterização das vigas

Neste trabalho são avaliados os índices de confiabilidade obtidos para um modelo de viga biapoiada de seção retangular, ilustrada na Figura 6.1, onde também são apresentadas genericamente as armaduras tracionada e comprimida. A viga em questão possui um vão fixo de 500cm e uma largura de 20cm, sendo submetida a um carregamento distribuído característico, composto por uma parcela permanente e acidental.

Neste estudo são considerados quatro parâmetros na caracterização do modelo, sendo estes a resistência característica à compressão do concreto ($f_{ck} = 25;35;45\text{MPa}$), a altura da seção ($h = 40;50;60\text{cm}$), a razão de carregamento ($r = q_k/g_k = 0,5;1,0;2,0$) e o carregamento característico total ($p_k = 15;20;25\text{kN/m}$). São considerados três diferentes valores para cada parâmetro, resultando em um conjunto de 81 vigas identificadas segundo a nomenclatura

$V - f_{ck} - h - r - p_k$. As áreas de aço foram dimensionadas para cada uma das 81 vigas, em função de sua geometria, propriedades mecânicas dos materiais e carregamento característico, de acordo com os procedimentos de projeto apresentados no item 2.

6.2 Variáveis aleatórias consideradas

Um conjunto de dez variáveis aleatórias foi considerado para a representação das incertezas envolvidas no problema em estudo. As distribuições adotadas, bem como os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias foram extraídos a partir dos trabalhos de Silva [11], Santos et al. [12], Real [1], Nowak e Collins [9] e Galambos et al. [13]. Dentre o número total de variáveis aleatórias, seis foram empregadas na simulação numérica das vigas e, portanto, caracterizam a distribuição de probabilidade obtida para a resistência R dos modelos em questão. A Tabela 6.1 apresenta as variáveis aleatórias consideradas no modelo em elementos finitos e as suas respectivas distribuições de probabilidade.

As demais variáveis aleatórias, correspondentes às parcelas de solicitações e variáveis de incerteza de modelo são apresentadas na Tabela 6.2. Essas variáveis compõe, juntamente com a variável correspondente à resistência, a função performance empregada para a obtenção do índice de confiabilidade.

6.3 Função performance adotada e estatísticas da resistência

A função performance adotada neste trabalho assume a forma apresentada em (6.1).

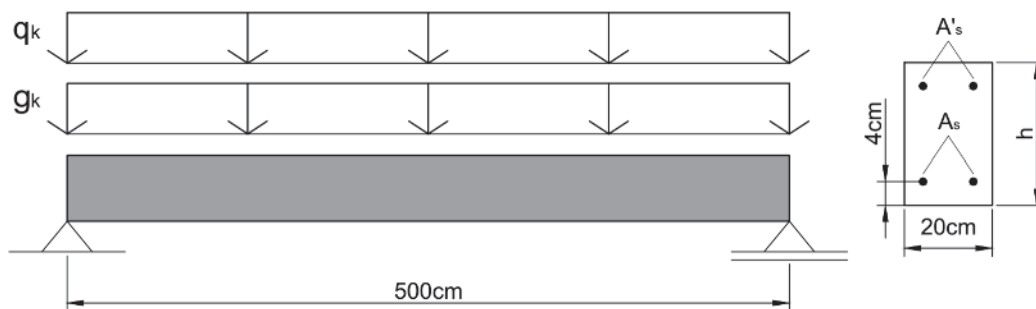


Figura 6.1 Geometria, carregamento e condições de contorno das vigas em estudo

Tabela 6.1 Variáveis aleatórias associadas a resistência, empregadas na simulação numérica

Variável	Descrição	Distrib.	μ_x	V_x	Ref.
f_c	Resistência à compressão do concreto	Normal	$f_{ck} / (1-1,645V_x)$	0,1	[1], [12]
f_{ct}	Resistência à tração do concreto	Normal	Nota "a"	0,1	[1]
E_c	Módulo de elasticidade do concreto	Normal		0,1	
f_y	Tensão de escoamento da armadura	Normal	$f_{yk} / (1-1,645V_x)$	0,05	[1], [12]
h	Altura da seção transversal	Normal	Valor nominal	$0,5/\mu_x$	
d'	Distância da armadura tracionada à face inferior da seção transversal	Normal	4 cm	$0,5/\mu_x$	[1]

a) Valores médios determinados de acordo com o código modelo fib 2010, em função da classe do concreto empregado.

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R R - \theta_S (G + Q) \quad (6.1)$$

O Método de Monte Carlo é empregado para a obtenção da variável aleatória R , que corresponde a resistência da viga em

termos da máxima carga distribuída suportada no modelo numérico. O valor médio e desvio padrão da resistência são obtidos a partir de um número suficiente de simulações, que é definido quando se atinge a convergência estatística dos dados. A Figura 6.2 apresenta a convergência estatística da média e desvio

Tabela 6.2

Variáveis aleatórias empregadas no cálculo de β via FORM

Variável	Descrição	Distribuição	μ_x	V_x	Ref.
R	Resistência do modelo	(Ajustada de acordo com os dados obtidos via simulação)			
G	Parcela permanente da solicitação	Normal	$1,05g_k$	0,10	[13]
Q	Parcela acidental da solicitação	Gumbel	$q_k/(1+0,35V_x)$	0,25	[11], [13]
θ_R	Parâmetro de incerteza do modelo resistente	Lognormal	1,0	0,05	[12]
θ_S	Parâmetro de incerteza do modelo solicitante	Lognormal	1,0	0,05	[12]

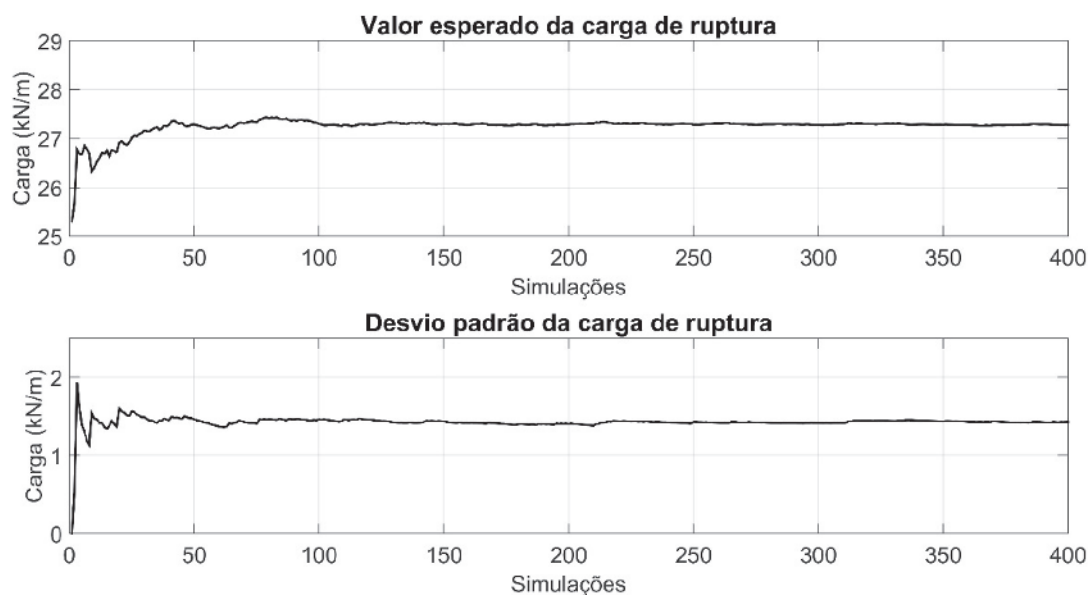


Figura 6.2

Convergência dos parâmetros estatísticos da resistência

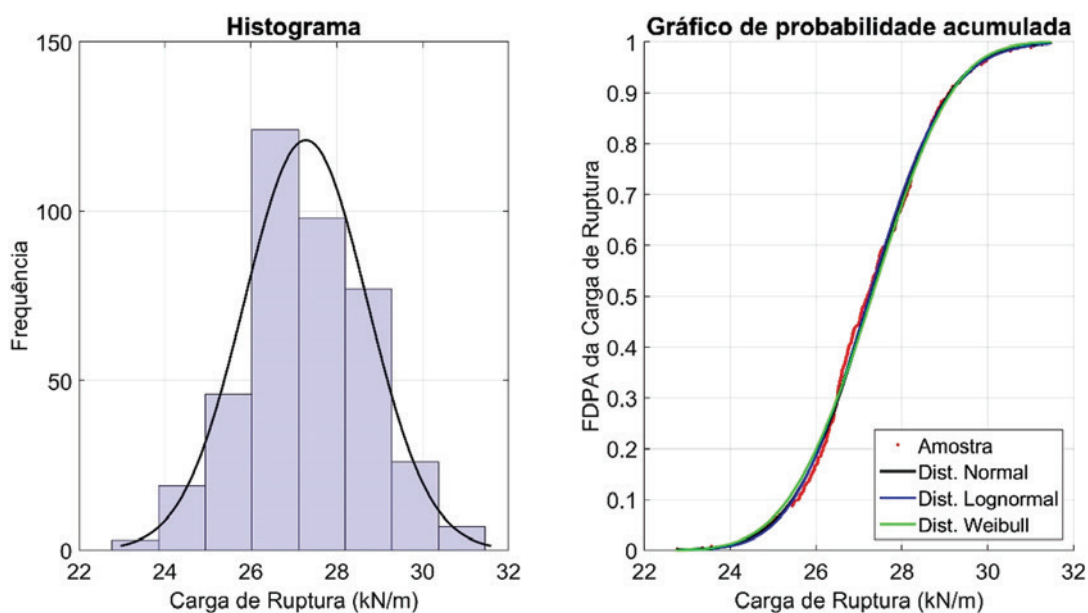


Figura 6.3

Ajuste de distribuições para a resistência da viga V-25-40-r-15 (400 simulações)

padrão da resistência da viga V-25-40-r-15 para um total de 400 simulações.

Para o estudo de confiabilidade, o conjunto de dados da resistência de cada modelo foi ajustado segundo uma distribuição de probabilidade teórica conhecida. Este procedimento já foi empregado por outros autores, citando-se os trabalhos desenvolvidos por Szerszen e Nowak [17], Diniz e Frangopol [18], Real [1], Szerszen et al [19], Ferreira et al [20] e Magalhães et al [21].

Utilizaram-se, inicialmente, as distribuições de probabilidade do

tipo Normal, Lognormal e Weibull para o ajuste dos dados de resistência obtidos via simulação. A qualidade destes ajustes foi verificada através dos testes de aderência de Kolmogorov-Smirnov e Anderson-Darling [22], a um nível de significância de 5%. As Figuras 6.3 a 6.5 apresentam os histogramas e os gráficos de probabilidade acumulada obtidos, através de 400 simulações, para as vigas com resistência característica à compressão de 25MPa e altura de 40cm, dimensionadas para os carregamentos característicos de 15kN/m, 20kN/m e 25kN/m, respectivamente.

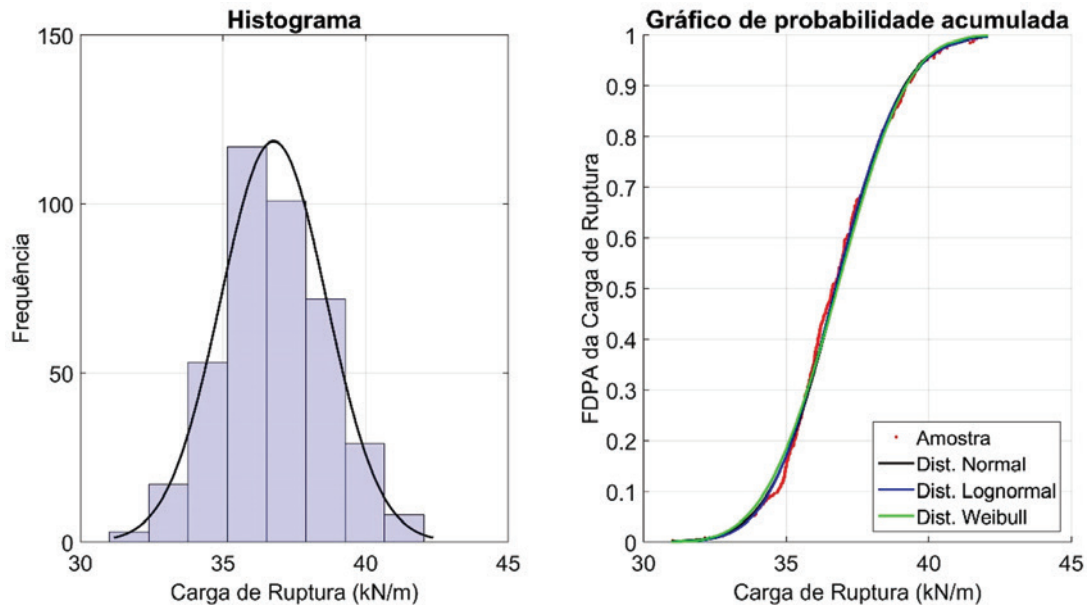


Figura 6.4

Ajuste de distribuições para a resistência da viga V-25-40-r-20 (400 simulações)

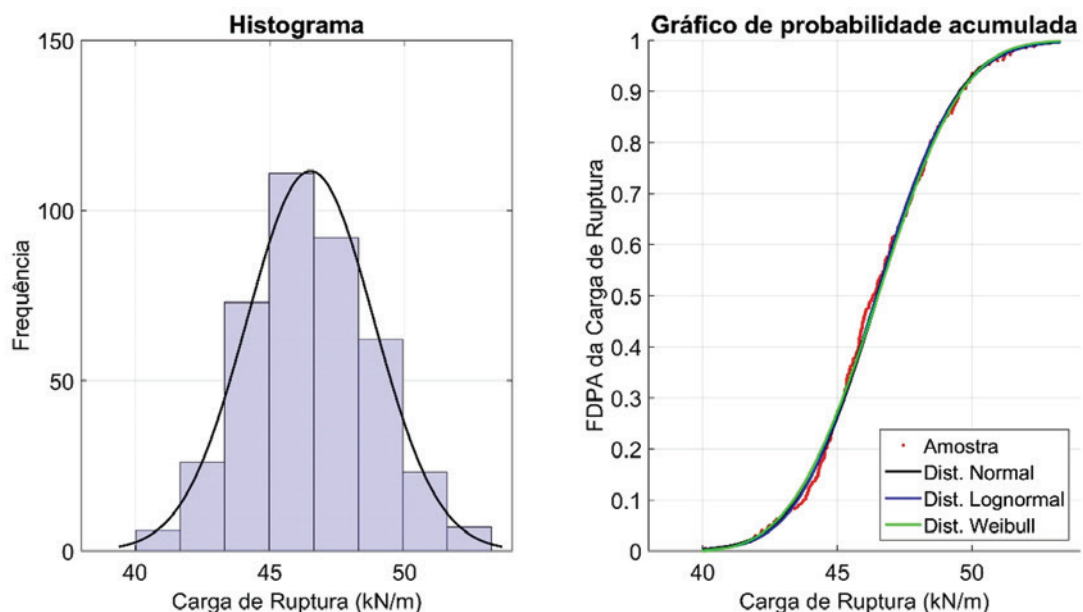


Figura 6.5

Ajuste de distribuições para a resistência da viga V-25-40-r-25 (400 simulações)

Observa-se que as três distribuições teóricas atribuídas conduzem a uma qualidade de ajuste muito similar. Com vistas a avaliar a interferência do número de simulações na qualidade dos ajustes e, conseqüentemente, no estudo de confiabilidade, foram realizadas, para as mesmas vigas acima citadas, um total de 1200 simulações, cujos novos gráficos são apresentados nas Figuras 6.6 a 6.8.

É constatado que um aumento no número de simulações melhora a aderência dos dados às distribuições de probabilidade teóricas atribuídas. Este comportamento é esperado uma vez que, se tratando

de um processo aleatório, um maior número de simulações conduziria a um conjunto de dados melhor distribuído e mais representativo para a caracterização da distribuição de probabilidade [10]. Empregando a função dada em (6.1), foram calculados os índices de confiabilidade para as mesmas três vigas, sendo estes apresentados na Tabela 6.3. Para tal, foram consideradas as três distribuições de probabilidade citadas e um total de 400 e 1200 simulações. Para cada uma das distribuições atribuídas, verifica-se que o aumento do número de simulações não promove alterações

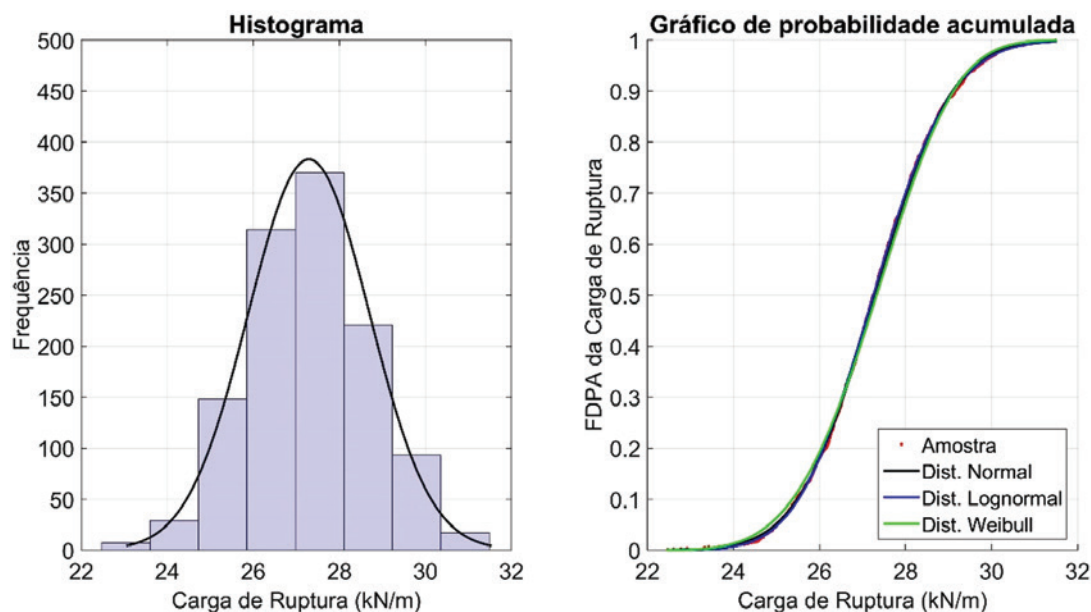


Figura 6.6

Ajuste de distribuições para a resistência da viga V-25-40-r-15 (1200 simulações)

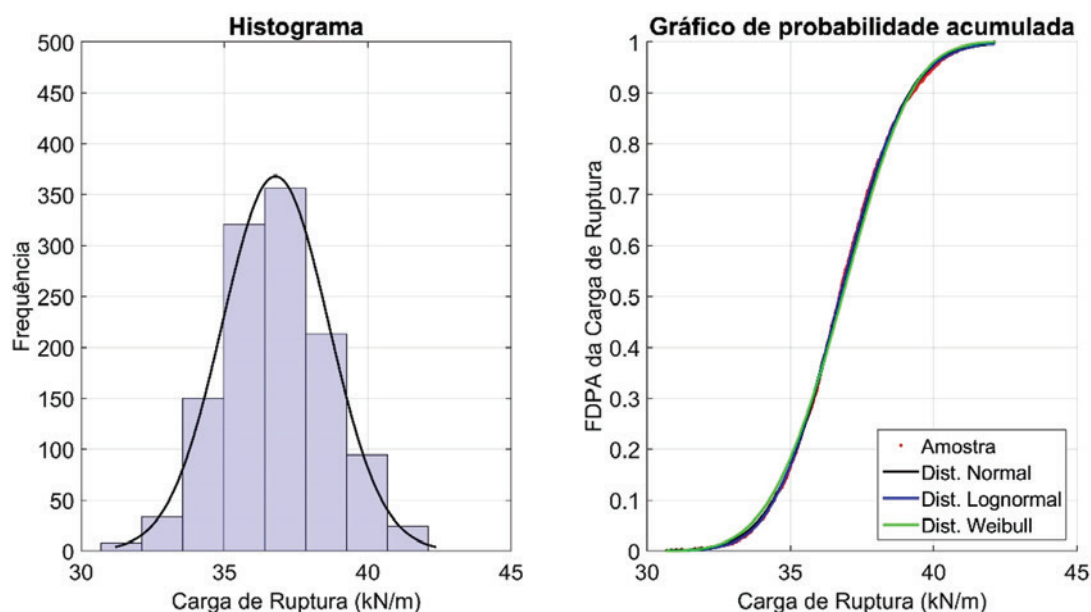


Figura 6.7

Ajuste de distribuições para a resistência da viga V-25-40-r-20 (1200 simulações)

apreciáveis nos índices de confiabilidade. Isso se deve ao fato de o ajuste às distribuições ser realizado fundamentalmente através dos momentos estatísticos provenientes dos dados obtidos via simulação. Logo, uma vez atingida a convergência destes, não se esperam quaisquer alterações significativas nos índices de confiabilidade avaliados, ainda que uma melhor aderência seja observada nos gráficos de probabilidade acumulada.

Em relação aos tipos de distribuições, observa-se que as diferenças nos índices de confiabilidade não são representativas. Não havendo, portanto, indícios de resultados mais precisos em relação

Tabela 6.3

Valores de β em função da distribuição de probabilidade adotada e número de simulações

Viga	Distribuição					
	Normal	Lognormal	Weibull	Normal	Lognormal	Weibull
	400 simulações			1200 simulações		
V-25-40-r-15	4,08	4,08	4,06	4,08	4,09	4,06
V-25-40-r-20	4,15	4,16	4,13	4,16	4,16	4,13
V-25-40-r-25	4,22	4,22	4,21	4,22	4,22	4,20

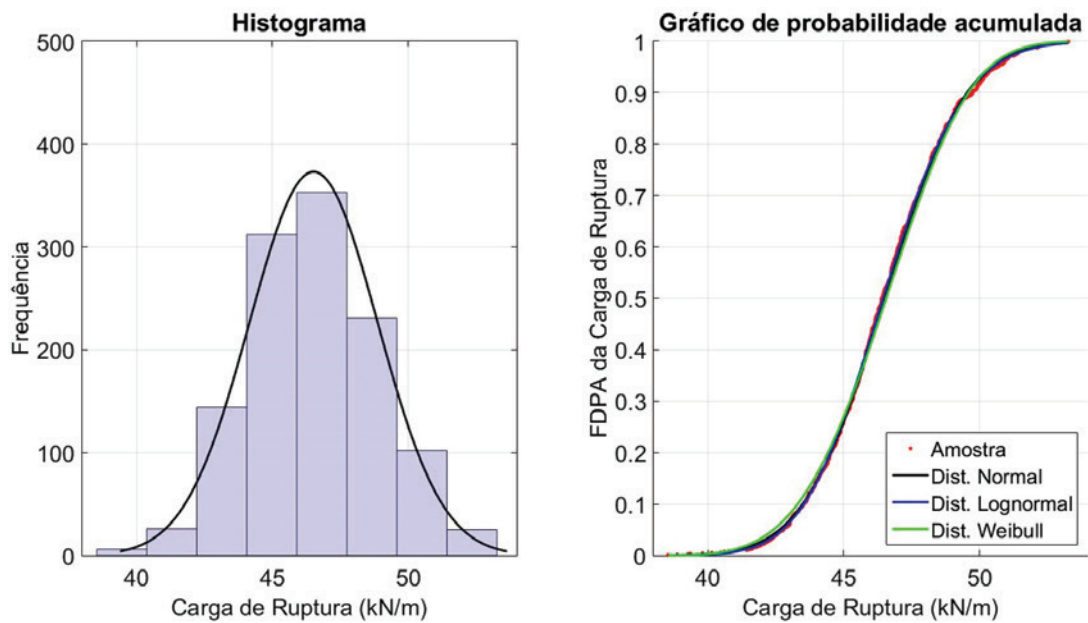


Figura 6.8

Ajuste de distribuições para a resistência da viga V-25-40-r-25 (1200 simulações)

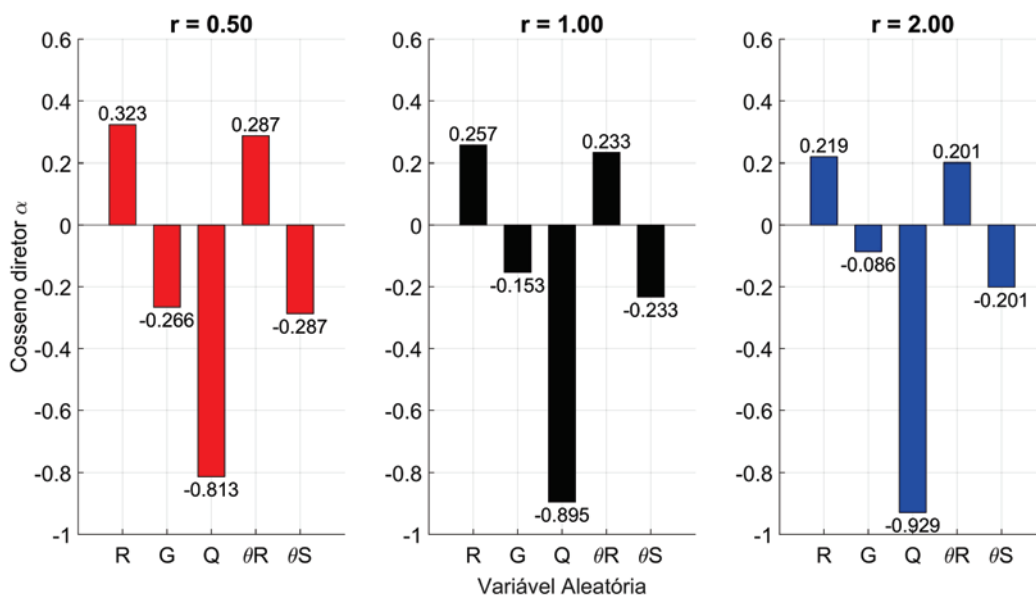


Figura 6.9

Cossenos diretores obtidos via FORM para a viga V-25-40-r-15

à qualquer uma das distribuições apresentadas, optou-se por representar a resistência dos modelos segundo uma distribuição normal de probabilidade. A Figura 6.9 traz, para o caso da viga V-25-40-r-15, os cossenos diretores obtidos para a solução da função performance (6.1) via FORM.

Observa-se, prontamente, que para todas as razões de carregamento r , o cosseno diretor predominante é o da variável aleatória Q , que corresponde à parcela acidental do carregamento. Isso implica uma grande influência da variável Q nos índices de confiabilidade, conforme apresentado no estudo paramétrico do item subsequente. Em relação às demais variáveis aleatórias (R , G , θ_R e θ_S), é verificado que seus cossenos diretores possuem ordens de grandeza semelhantes entre si, indicando que estas variáveis exercem influências de mesma relevância nos valores de índices de confiabilidade alcançados. Nessa condição, e considerando os resultados apresentados na Tabela 6.3, é constatado que quaisquer erros inerentes ao ajuste dos dados da resistência R , ou até mesmo as diferenças esperadas empregando-se diferentes distri-

buições teóricas para R , não refletem, de forma isolada, em variações significativas nos índices de confiabilidade. Obviamente, tal procedimento é válido desde que seja atestada, para um dado intervalo de confiança, uma qualidade no ajuste da distribuição teórica de R aos dados obtidos via simulação, tal como o verificado neste trabalho através de testes de aderência.

7. Estudo paramétrico

Baseado no modelo numérico e na fundamentação probabilística expostos anteriormente, foi obtido o índice de confiabilidade para cada uma das 81 vigas dimensionadas de acordo com a NBR-6118:2014. Para fins de avaliação do nível de segurança associado às recomendações de projeto da NBR-6118:2014, considera-se o índice de confiabilidade alvo apresentado pelo código modelo *fib* 2010, sendo este $\beta_{alvo} = 3,80$ para estruturas de concreto armado. As Figuras 7.1 a 7.3 apresentam variação do índice de confiabilidade frente à variação da resistência característica à compressão do

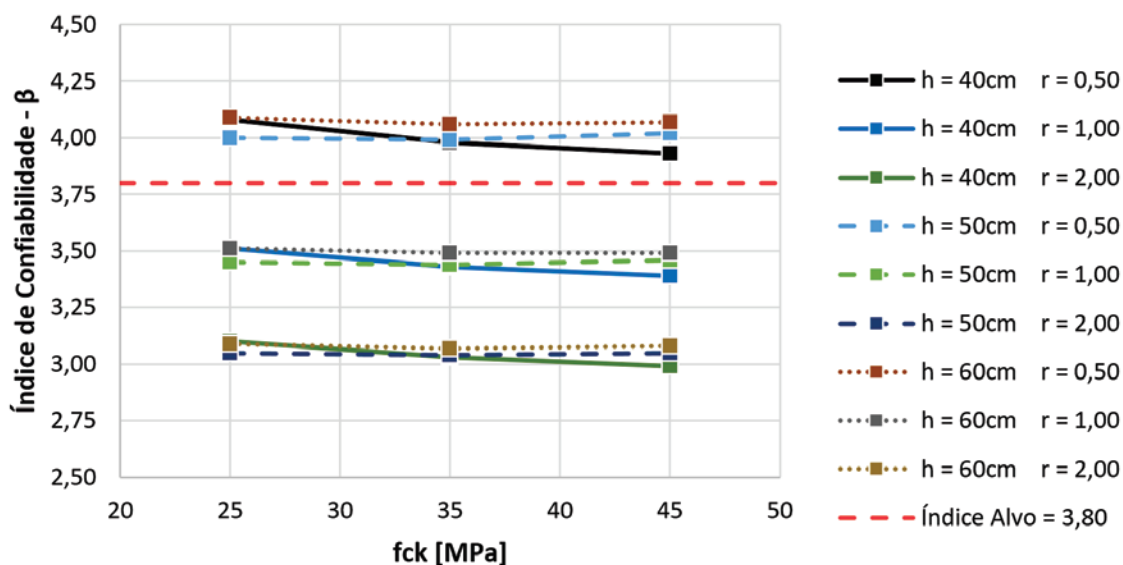


Figura 7.1

Variação do índice de confiabilidade em função do f_{ck} ($p_k = 15\text{kN/m}$)

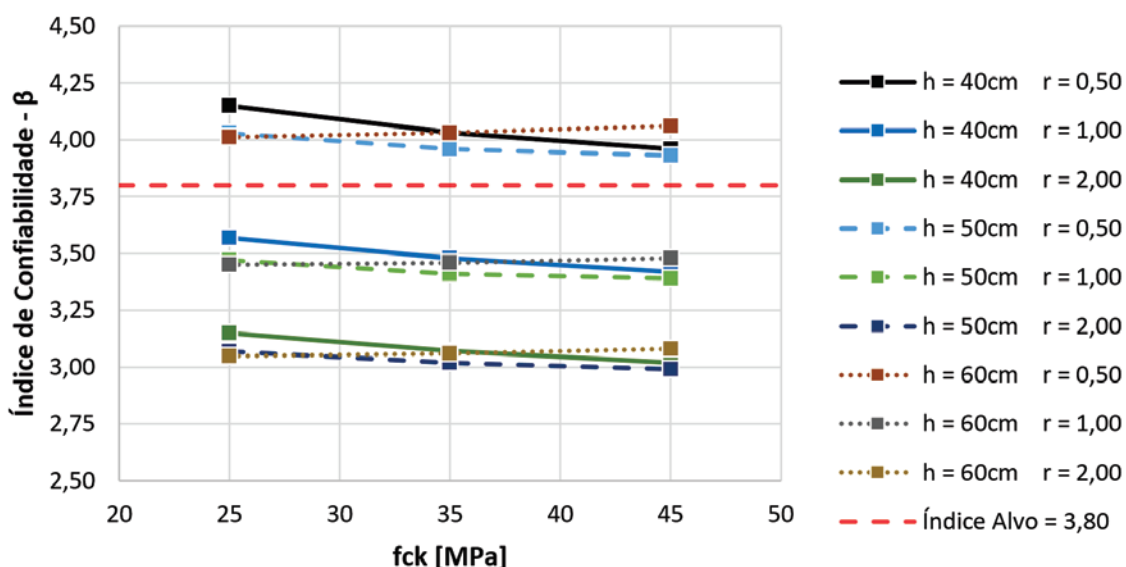


Figura 7.2

Variação do índice de confiabilidade em função do f_{ck} ($p_k = 20\text{kN/m}$)

concreto para vigas sujeitas a um carregamento característico total de 15kN/m, 20kN/m e 25kN/m, respectivamente, sob diferentes combinações de alturas de seção transversal e razões de carregamento. Observa-se uma sutil tendência de redução do índice de confiabilidade em função do aumento da resistência característica à compressão do concreto. Para vigas com maior altura de seção transversal e/ou maiores resistências características à compressão, contudo, observou-se uma tendência de aumento no índice de confiabilidade, justificados por um pequeno acréscimo na média da resistência destas vigas em função da contribuição do concreto em tração. Esse comportamento é mais evidente em vigas com um menor carregamento característico total, como as apresentadas nas Figuras 7.1 e 7.2.

Observa-se ainda que, para diferentes alturas de seção transversal, os índices de confiabilidade tendem a apresentar uma boa uniformidade. A razão de carregamento, por sua vez, tende a alterar significativamente o índice de confiabilidade, conduzindo a uma redução deste à medida em que a carga acidental torna-se predominante na combinação das ações. Por fim, pode-se observar que o aumento no valor do carregamento característico total não promove alterações apreciáveis nos índices de confiabilidade. As Figuras 7.4 a 7.6 apresentam a variação do índice de confiabilidade frente à variação da altura da seção transversal para as vigas sujeitas a um carregamento característico total de 15kN/m, 20kN/m e 25kN/m, respectivamente, sob diferentes combinações

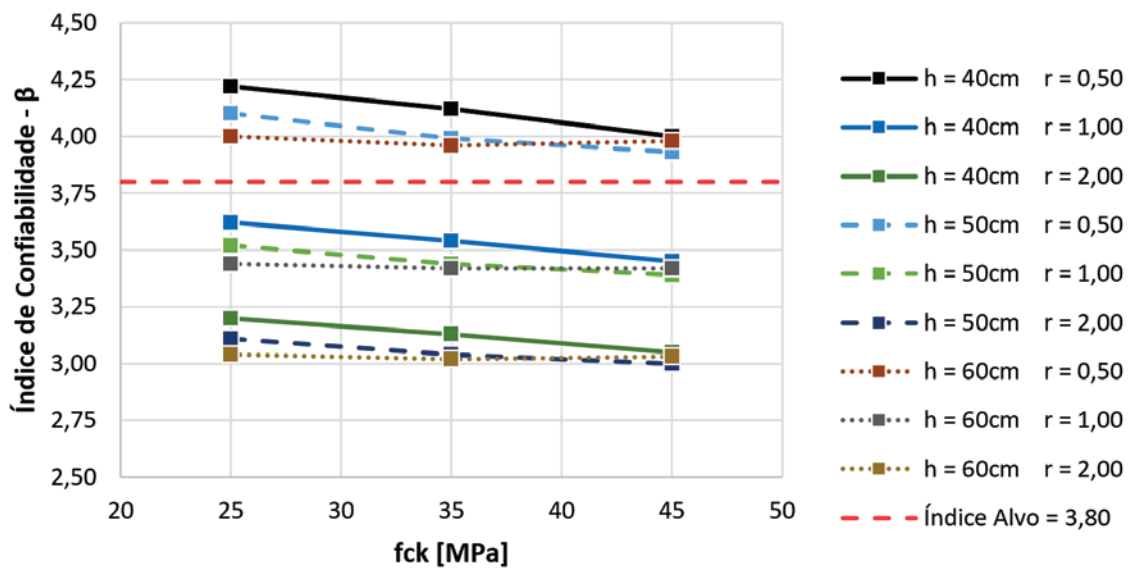


Figura 7.3
Variação do índice de confiabilidade em função do fck (pk = 25kN/m)

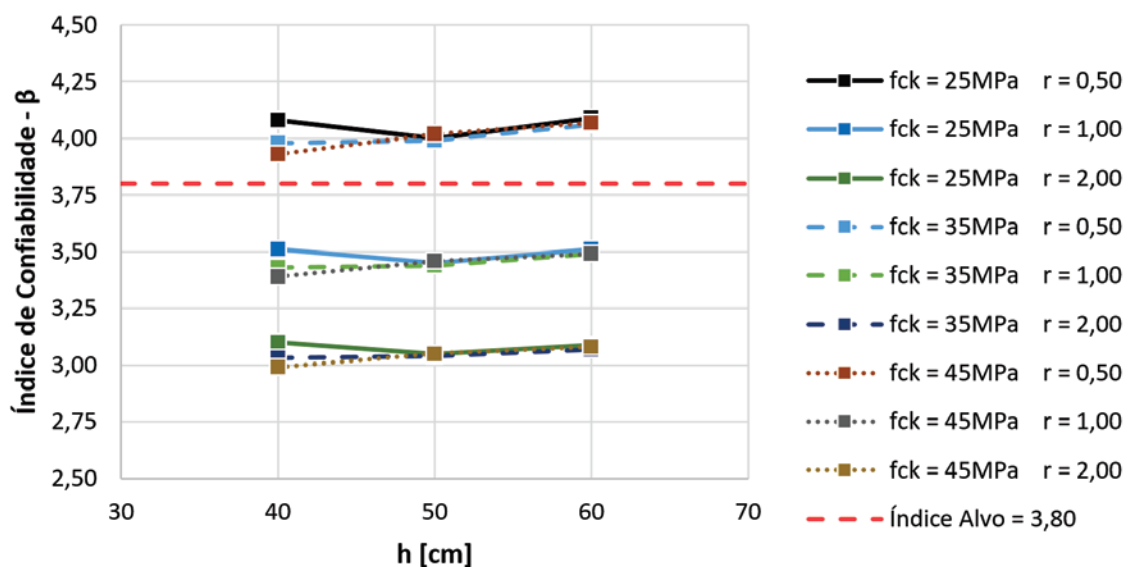


Figura 7.4
Variação do índice de confiabilidade em função de h (pk = 15kN/m)

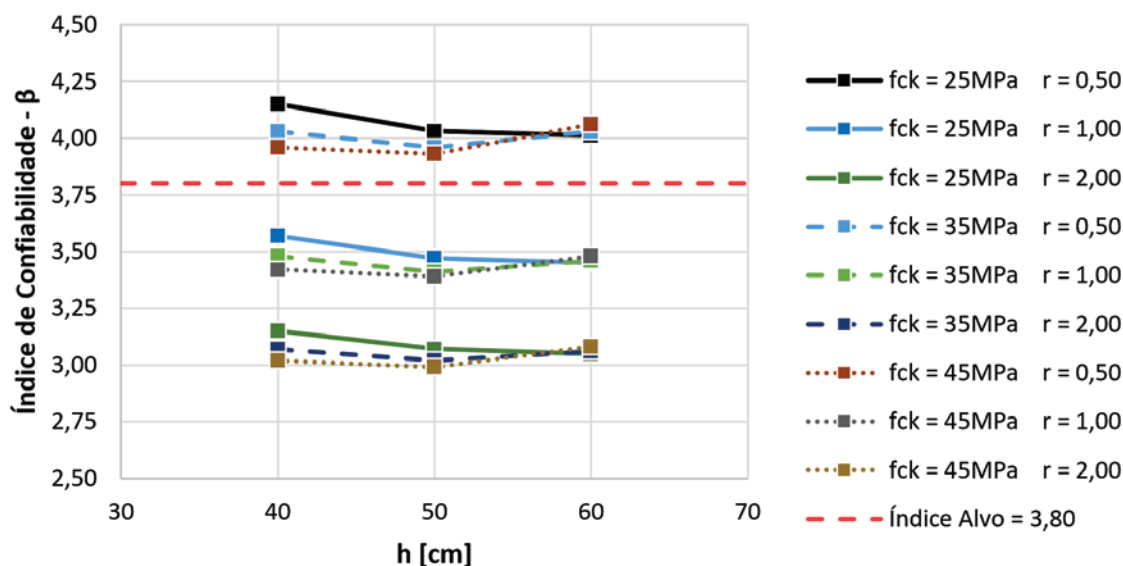


Figura 7.5

Variação do índice de confiabilidade em função de h ($p_k = 20\text{kN/m}$)

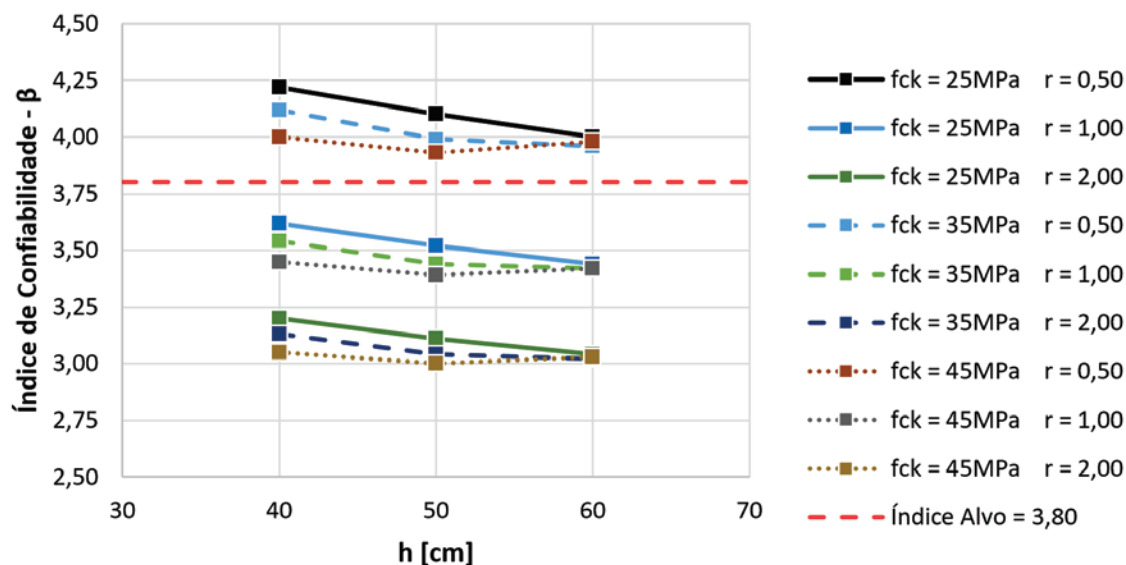


Figura 7.6

Variação do índice de confiabilidade em função de h ($p_k = 25\text{kN/m}$)

de resistências características à compressão do concreto e razões de carregamento.

É observado que a contribuição do concreto em tração, para as vigas com um menor carregamento característico total, tende a se manifestar com o aumento da altura da seção transversal, mesmo para os menores valores de resistência característica à compressão do concreto, induzindo a um pequeno acréscimo na média da resistência e, portanto, aumentando sutilmente os índices de confiabilidade. Essa condição pode ser observada de forma mais clara na Figura 7.4. Para vigas com um maior carregamento característico total, no entanto, observa-se que o aumento da altura da seção transversal conduz a uma pequena redução dos índices de

confiabilidade. A relação de carregamento mostrou-se como fator de maior influência no índice de confiabilidade, reduzindo estes de forma recorrente para as relações de carregamento $r = 1,0$ e $r = 2,0$.

8. Conclusões

O presente trabalho avaliou o nível de segurança atingido por um conjunto de 81 vigas em relação ao estado limite último de flexão. As vigas foram dimensionadas de acordo com as prescrições da norma NBR-6118:2014, que rege o procedimento de projeto de estruturas de concreto no Brasil. Este conjunto de vigas contemplou combinações entre diferentes propriedades do concreto, alturas

de seção transversal, combinações de carregamento e diferentes valores de carregamento característico total.

O Método dos Elementos Finitos e o Método de Monte Carlo foram empregados para a obtenção dos principais parâmetros estatísticos da resistência das vigas em estudo. As variáveis aleatórias contempladas nas simulações são apresentadas na Tabela 6.1. A partir dos dados obtidos via simulação, ajustou-se uma distribuição normal de probabilidade para a representação da resistência de cada uma das 81 vigas. Os índices de confiabilidade deste estudo foram obtidos através do FORM, sendo considerada a função performance dada pela expressão (6.1). Além da variável correspondente a resistência, obtida via simulação, a função performance foi composta pelas variáveis dispostas na Tabela 6.2. Através do estudo paramétrico, observa-se que os índices de confiabilidade das vigas estudadas apresentaram poucas alterações perante variações na resistência característica à compressão do concreto. Pode-se observar valores de confiabilidade sutilmente superiores associados às menores resistências características à compressão, o que pode ser atribuído à maior taxa de armadura dessas vigas. Minasi [16], em sua pesquisa, verificou também que a variação isolada deste parâmetro não altera significativamente os níveis de confiabilidade obtidos. No presente trabalho, ainda, verificou-se que a variação na altura da seção transversal não promove alterações apreciáveis nos índices de confiabilidade.

No que diz respeito à resistência das vigas, observou-se, para configurações de geometria e propriedades mecânicas dos materiais que conduzissem a um aumento na contribuição do concreto tracionado, um pequeno acréscimo na resistência final das vigas, resultando em um pequeno aumento nos índices de confiabilidade para as vigas com um menor carregamento característico total.

Em relação ao valor do carregamento característico total, observou-se nesse estudo uma baixa influência deste nos valores de confiabilidade alcançados. Esta mesma tendência foi observada nos estudos de Santos et al. [12]. Em contrapartida, observa-se uma grande influência da razão de carregamento r , apresentando o índice de confiabilidade consideráveis reduções ao passo que o carregamento acidental se torna predominante na combinação das ações. Este comportamento foi igualmente verificado nos trabalhos de Santos et al. [12] e Minasi [16]. Esta variação é justificada pelo grande coeficiente de variação atribuído à parcela acidental do carregamento. Das 81 vigas avaliadas, um total de 54 apresentaram índices de confiabilidade inferiores ao índice alvo estipulado. Todos os índices que resultaram abaixo do índice alvo correspondem às combinações de ações nas quais a carga acidental é proporcionalmente igual ou maior que a carga permanente, o que indica que os atuais coeficientes de ponderação para cargas acidentais não garantem uma uniformidade nos índices de confiabilidade para os casos em que as cargas acidentais se tornam preponderantes nas combinações das ações.

Salienta-se que os índices de confiabilidade obtidos nesta pesquisa são resultados de aproximações, desde aquelas associadas ao comportamento mecânico dos materiais, até aquelas relacionadas à atribuição de distribuições teóricas para cada variável aleatória. Soma-se a isso a unidimensionalização da variável resistência, sendo a mesma representada através de uma variável aleatória R com distribuição normal de probabilidade. Resultados mais precisos são esperados empregando-se o Método da Superfície de Respos-

ta, onde $g(\mathbf{X})$, função do modelo em elementos finitos, passa a ser representada por um polinômio aproximador, construído de forma adaptativa nas intermediações do ponto de projeto [24]. Outra alternativa, ainda, consiste no acoplamento direto de subrotinas de confiabilidade com o programa de elementos finitos. Nesta abordagem, a função $g(\mathbf{X})$ é tratada de forma implícita, sendo as componentes $\partial g/\partial X_i$ do gradiente computadas numericamente [23,24].

Por fim, considerando a abordagem realizada neste trabalho, verificou-se que as diferentes distribuições testadas para a resistência R não refletiram em grandes variações nos índices de confiabilidade obtidos. Estes resultados podem ser justificados pelos cosseiros diretores das variáveis aleatórias (Figura 6.9), sendo possível notar que, para a função performance adotada, correspondente ao estado limite último de flexão, a influência de R não é preponderante em relação às demais variáveis. Esse fato ratifica as aproximações adotadas e qualifica os resultados obtidos.

9. Agradecimentos

Os autores agradecem a CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro que permitiu a realização deste trabalho.

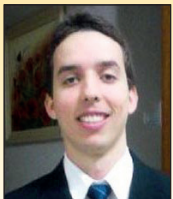
10. Referências bibliográficas

- [1] REAL, M. V. Análise Probabilística de Estruturas de Concreto Armado, Sob Estado Plano de Tensão, Através do Método dos Elementos Finitos. 2000. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [2] AGRAWAL, G.; BHATTACHARYA, B. Partial safety factor design of rectangular partially prestressed concrete beam in ultimate flexural limit state. *Journal of Structural Engineering*. [s.l.]. v. 37. n. 4. p. 257-267. 2010.
- [3] ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado. 4 vols. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] BARBOSA, P. R. Análise probabilística de pilares de concreto armado através do método dos elementos finitos. 2017. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [6] ANSYS, Inc. ANSYS Mechanical APDL Element Reference. Release 15.0, 2013
- [7] HINTON, E. Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells. Swansea: Pineridge Press, 1988.
- [8] SHEGG, A.; DECANINI, L. Sobre las deformaciones em elementos de hormigón armado, In: Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Porto Alegre, Brasil. Anais, v. 2, p. 1071-1120. 1971.
- [9] NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. Reliability of Structures. McGraw-Hill Companies, Inc., 2000
- [10] HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design. JohnWiley & Sons, New York, 2000.
- [11] SILVA, G. R. Análise da confiabilidade da ligação laje-pilar interno sob punção de acordo com a NBR-6118:2014. 2017.

- 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [12] SANTOS, D. M.; STUCCHI, F.R.; BECK, A.T. Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. São Paulo. v. 7. n. 5. p. 723-746. 2014.
- [13] GALAMBOS, T. V.; ELLINGWOOD, B.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. Probability based load criteria: Assessment of current design practice. *Journal of the Structural Division*, v. 108. p. 959-977. 1982.
- [14] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIB Model Code 2010. Lausanne, Bulletin n. 65, 2012.
- [15] MARTINELLI, M. Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do método dos elementos finitos. 2003. 149 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [16] MINASI, A. T. Confiabilidade de vigas de concreto armado em estruturas portuárias no estado limite último de flexão. 2016. 149 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Oceânica) – PPGE, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande.
- [17] SZERSZEN, M. M; NOWAK, A. S. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors. *ACI Structural Journal*, v. 100. n. 3. p. 383-391. 2003.
- [18] DINIZ, S. M. C; FRANGOPOL, D. M. Reliability Assessment of High-Strength Concrete Columns. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124. n. 5. p. 529-536. 1998.
- [19] SZERSZEN, M. M; SZWED, A; NOWAK, A. S. Reliability Analysis for Eccentrically Loaded Columns. *ACI Structural Journal*, v. 102. n. 5. p. 676-688. 2005.
- [20] FERREIRA, L. M; NOWAK, A. S; EL DEBS, M. K. Desenvolvimento de equações para a limitação do peso de veículos de carga em pontes de concreto através da teoria de confiabilidade. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. São Paulo. v. 1. n. 4. p. 421-450. 2008.
- [21] MAGALHÃES, F. C; REAL, M. V; SILVA FILHO, L. C. P. The problem of non-compliant concrete and its influence on the reliability of reinforced concrete columns. *Material and Structures*, v. 49. n. 4. p. 1485-1497. 2016.
- [22] ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts In Engineering*. John Wiley & Sons, Inc., 2007.
- [23] BECK, A. T.; ROSA, E. Structural reliability analysis using deterministic finite element programs. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 3. n. 3. p. 197-222. 2006.
- [24] LEONEL, E. D.; BECK, A. T.; VENTURINI, W. S. On the performance of response surface and direct coupling approaches in solution of random crack propagation problems. *Structural Safety*, v. 33. n. 4. p. 261-274. 2011.

Study of the influence of compressive strength concrete on columns during the design of a multi-floor building

Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de edifícios



G. M. FREGONEZI ^a
guilherme@fai.com.br
<https://orcid.org/0000-0001-6177-5609>

W. W. WUTZOW ^a
wwwutzow@uem.br
<https://orcid.org/0000-0002-9103-3769>

R. D. VANDERLEI ^a
rdvanderlei@uem.br
<https://orcid.org/0000-0001-5676-6951>

Abstract

This work aims to analyze the influence of the compressive strength of concrete columns in the design of a multi-floor building using the CAD/TQS computational tool. The strengths of the columns varied in increments of 5 MPa, from 35 MPa to 90 MPa, with a 35 MPa resistance in the remaining structural elements. Analyses of the horizontal deformability, stability parameters, and optimized sections, as well as quantities and cost of the main materials used (concrete, steel, and formwork), were performed. As a result, a 32% reduction to the total area of the columns was achieved; consequently, a reduction in material quantities and the total cost of the building was also achieved. Thus, greater durability was provided without major costs or loss in structural safety.

Keywords: structural optimization, columns, high-strength concrete.


Resumo

Este trabalho tem como objetivo analisar a influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos, utilizando a ferramenta computacional CAD/TQS. As resistências dos pilares foram variadas em uma razão de 5 MPa, de 35 MPa até 90 MPa, sendo que os demais elementos estruturais permaneceram com resistências de 35 MPa. Foram feitas análises de deformabilidade horizontal, parâmetros de estabilidade, seções otimizadas, além de quantitativos e custos dos principais materiais empregados (concreto, aço e fôrmas). Como resultados, foi possível reduzir em 32% a área total dos pilares, bem como reduzir quantitativos de materiais e, principalmente, os custos totais do edifício, conferindo maior durabilidade sem maiores custos e, principalmente, sem prejuízo à segurança estrutural.

Palavras-chave: otimização estrutural, pilares, concreto de alta resistência.

^a State University of Maringá, Department of Civil Engineering, Maringá, PR, Brazil.

Received: 11 Nov 2017 • Accepted: 27 Jun 2018 • Available Online: 09 Oct 2019

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introduction

Technological development and the high competitiveness of the current market result in constantly evolving processes. In the construction sector, this fact is reflected in the materials and methods employed, directly affecting one of the most important materials: concrete. Concrete is one of the most widely used materials in this sector since it presents characteristics such as ease of preparation and use, resistance to weather, fire and load effects, low cost-effectiveness, etc. However, its behavior is very complex due to its heterogeneous nature. According to Mehta and Monteiro [1], macroscopically concrete can be considered a biphasic material as it is composed of aggregate particles of various shapes and sizes dispersed in a hydrated cement paste. Among the factors that hinder our understanding of this material are the differences between compressive and tensile strengths, the physical non-linearity (considered by strain-stress diagrams), presence of microcracks, water retention, shrinkage, etc. [2].

The response of concrete to applied stresses is not only dependent on the type of stress but also on how the combination of several factors affects the porosity of the different structural components. Factors include properties and proportions of the materials forming the mix, degree of compaction, and cure conditions. From a resistance point of view, the water/cement ratio and the porosity are the most important factors, because, independently of others, they affect the porosity of the cement paste matrix and the transition zone between the matrix and the coarse aggregate [1].

In recent times, great advancements in concrete resistance have been made due to the amount of studies and investigations into the behavior and properties of the constitutive materials of the mixture. The use of high-strength concrete (HSC) combined with mathematical models of calculations that are closer to the reality brings the possibility of designing bolder buildings and art works with smaller cross-sections whilst respecting the criteria of safety and durability [2]. Among the advantages of HSC are the higher load capacity, smaller aggregate dimensions, reduced column weight, greater lateral rigidity and less axial shortening [3]. Mehta and Monteiro [4] explain that the high strength of HSC is due to the effects of the reduction in porosity, heterogeneity and microcracking in the paste and in the transition zone, therefore presenting a different behavior compared to conventional concrete.

The Euro-International Committee for Concrete and the International Federation for Pre-stressing (CEB-FIP) [5] defines HSC as a concrete with a compressive strength of more than 50 MPa. However, the ACI [6] have recognized that HSC varies on a geographic basis because, in regions where concrete with 9,000 psi (62 MPa) strength is already being commercially produced, for a concrete to be considered high-strength it will have to be in the range of 12,000 to 15,000 psi (83-103 MPa). However, in regions where the limit of commercially produced concrete is 5,000 psi (34 MPa), concrete with 9,000 psi (62 MPa) is considered to be high-strength.

In Brazil, the ABNT NBR 6118: 2014 [7] and the ABNT NBR 8953: 2015 [8] classify concrete structures into two groups of characteristic strength of compression at 28 days ($f_{ck,28 \text{ days}}$): Group I ($20 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ days}} \leq 50 \text{ MPa}$) and Group II ($55 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ days}} \leq 90 \text{ MPa}$).

It was only from the last update issued by the Brazilian Standard on design of concrete structures that differences in the equations and considerations for the two strength groups were made. It is important to highlight some of them, which will be explained throughout this study: in the average tensile strength calculations; in the considerations of the shortening strain parameters of the concrete at the beginning of the plastic phase (ϵ_{c2}) and concrete shortening strain at the breaking point (ϵ_{cu}) in the ultimate limit state (ULS) analyses, using the idealized stress-strain diagram; in the calculations of the initial modulus of elasticity (E_{ci}) and consequently, of secant modulus of elasticity (E_{cs}); in the value of the fluence coefficient $\phi(t_e, t_0)$, among others.

According to Vanderlei [9], HSC can be obtained with the use of common Portland cement, if adequate measures are taken in the technological control (low water/cement ratios), besides the use of additives, such as slag furnace, silica fume or fly ash. Due to the low water/cement ratios, the use of super plasticizing additives to provide workability to the concrete is of fundamental importance. According to Caldarone [10], the production of HSC does not require exotic materials or special manufacturing processes, but when compared to conventional concrete, the variations in the characteristics and quality of the materials constituting the mix generate significant differences in the final product. All materials must be optimized in the mix in order to achieve maximum strength [11]. According to the literature, HSC may become more fragile due to the potentiation of its characteristics. The desired ductility can be achieved by reducing the maximum spacing between the stirrups by 50%, with a hook inclination of at least 135° [7], providing the concrete with a passive lateral confinement [2].

The taller and slenderer the building, the greater the load demands present on it, mainly due to horizontal actions. In these cases, global stability analysis and evaluation of the second-order effects become of fundamental importance in the structural design. In general terms, all structures are moveable. In more rigid structures, the displacements resulting from horizontal actions are small, however, in less rigid structures such displacements are so relevant that if they are not correctly considered they can lead to the collapse of the structure.

In this context, the objective of this work is to analyze the influence of the increase in the compression strength of concrete (f_{ck}) and the reduction of the columns' cross-section on the horizontal deformability, global stability and material consumption (concrete, steel and formwork) of a multi-story building through a computational tool.

2. Materials and methods

With the purpose of analyzing the influence of the increase in the compression strength of concrete on columns in terms of displacement, the global stability parameters and on material and labor consumption, a multi-story residential building and the CAD/TQS computational tool were adopted.

2.1 Structural model

The building studied consists of a ground floor, sixteen standard floor and water tank, with a total height of 61.75 meters above ground level.

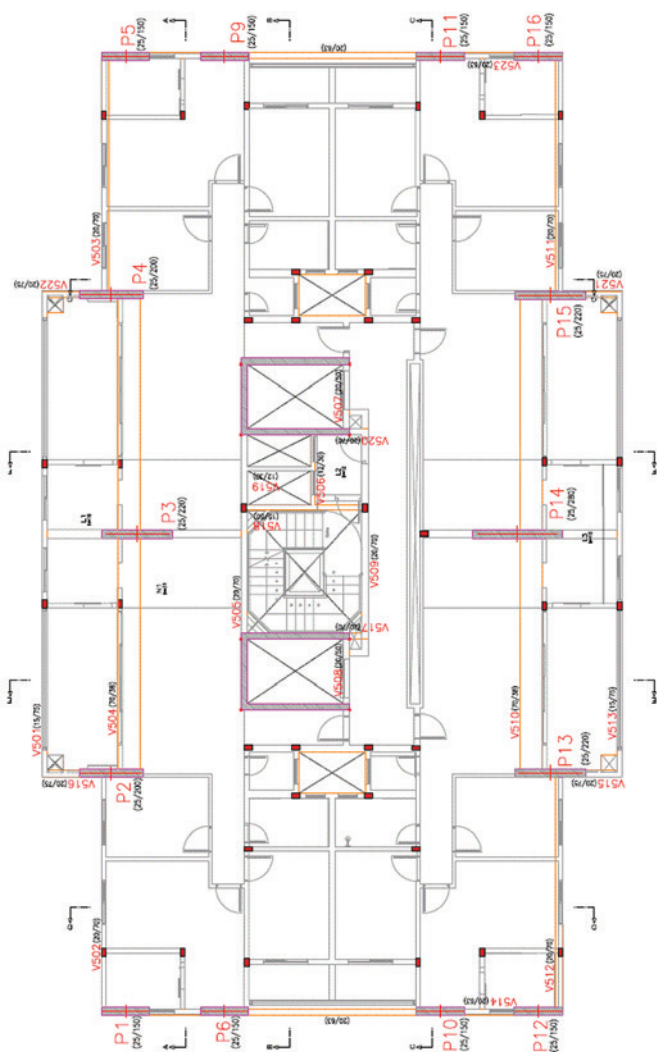


Figure 1
Standard floor of building

The standard floor of the building is shown in Figure 1, totaling an area of 8,741.19 m². For the implementation of the structure, stress and displacement analyses and the determination of the reinforcement, the CAD/TQS 18 computational system was used.

The structural design was carried out without considering the stairs and the foundations, since these elements would not be subject to optimizations and would not directly influence the overall stability of the structure.

2.1.1 Model characteristics

For the structural analysis, Model IV available in the CAD/TQS system was used. This model consists of beams and columns composing the space gantry, with the rigid diaphragm effect of the slabs properly incorporated. In this model, the effects of horizontal and vertical actions on the beams and columns are calculated as space frames. In turn, the slabs interact with the space frames by transferring the stresses through the bars that

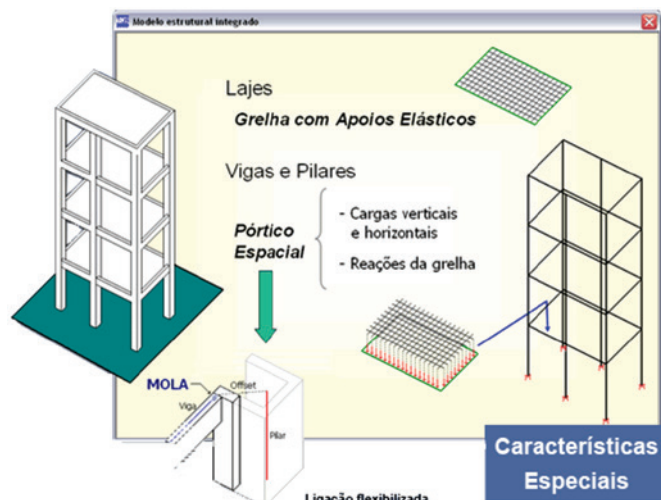


Figure 2
Structural Model IV (TQS Informática Ltda.)

make up the slab's discretization grid as concentrated loads on the beams, making this distribution of stresses quite realistic, as shown in Figure 2.

The ULS model used to obtain the stresses necessary for the design and detailing of the structural elements considered approximate physical non-linearity coefficients, as indicated in item 15.7.3 of ABNT NBR 6118: 2014 [7].

- slabs: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{cl} I_c$
- beams: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{cl} I_c$
- columns: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{cl} I_c$

2.1.2 Actions

2.1.2.1 WIND

For the calculation of the wind acting on the structure, the data below was considered, and this is summarized in Table 1.

- $V_0 = 45$ m/s;
- $S_1 = 1.00$, since the building was designed on a flat or slightly uneven terrain;
- $S_2 = 1.02$, since the building falls in class C of dimensions (constructions exceeding 50 meters) and category IV of terrain roughness (terrains covered by numerous and sparsely spaced obstacles in a forest, industrial or urbanized area, with an average top level of 10 meters);
- $S_3 = 1.00$, since it is a residential building.

For the calculation of the drag coefficients, the indices l_1/l_2 and h/l_1 were calculated. For winds in 0°/180° directions:

Table 1
Data used to calculate wind actions

Basic speed (m/s)	Measurement of wind actions		
	S1	S2	S3
45.00	1.00	1.02	1.00

Table 2
Heights' floor

Floor	Height (m)
Water tank	3.98
Below the water tank	3.57
Floor type (16x)	3.15
Ground floor	3.80

- $h/l_1 = 3,43$;
- $l_1/l_2 = 0,60$.

With the indices and the abacus in ABNT NBR 6123: 1988 [12], the drag coefficient $C_a = 1.10$ was determined.

For winds in $90^\circ/270^\circ$ directions:

- $h/l_1 = 2,06$;
- $l_1/l_2 = 1,67$.

With the indices and the abacus in ABNT NBR 6123: 1988 [12], the drag coefficient $C_a = 1.32$ was determined.

2.1.2.2 ACTIONS ON SLABS

The program used presents a database of loads previously registered. In this way, a load denominated "APART1", representing 1.00 kN/m^2 (0.10 tf/m^2) of live or permanent load and 1.50 kN/m^2 (0.15 tf/m^2) of accidental load were used for the slabs (both solid and ribbed), in addition to the weight of the slabs.

2.1.2.3 ACTIONS ON BEAMS

For the beams, linearly distributed loads were applied – representing the masonry fence, called "TJVAZ15", and consisting of 1.80 kN/m^2 (0.18 tf/m^2) of live or permanent load, varying according to the slabs since they present different depths, as shown in Table 2, besides their weight.

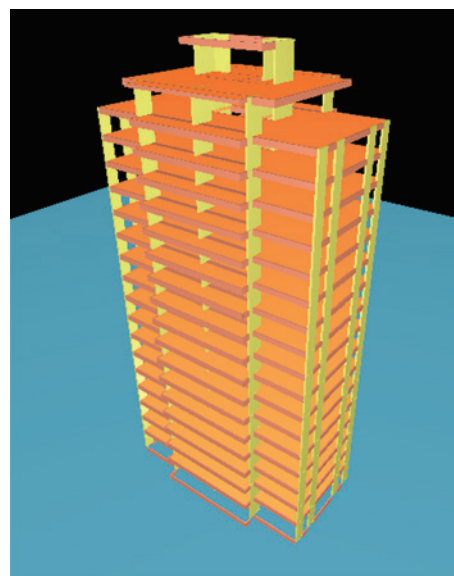


Figure 3
Three-dimensional view of the building

2.2 Preliminary sizing

After the positioning of the columns, beams and slabs in the building, according to Figure 3, the dimensioning of the beams, slabs and rigid core was carried out for a concrete of 35 MPa characteristic compression strength (f_{ck}). Thus, these structural elements had their dimensions fixed in order to proceed to a detailed study of the columns.

The floors of the building are composed of solid and ribbed trapezoidal section slabs, the latter being used in most of the structure, as shown in Figure 4.

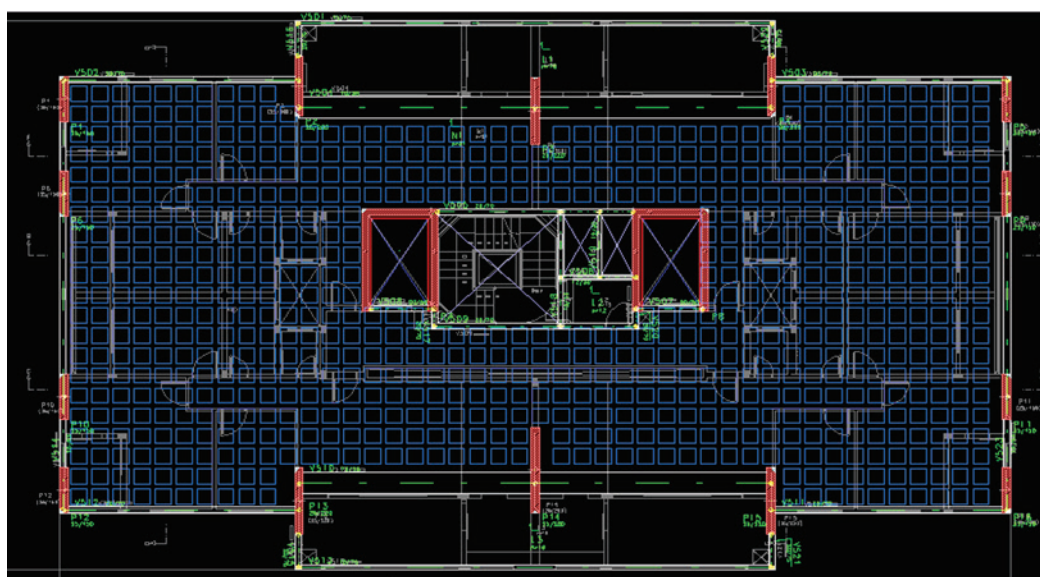


Figure 4
Standard floor with positioning of columns, rigid core, edge beams and ribbed and solid slabs

2.3 Column section optimization

In this stage of the study, after defining the dimensions of the beams, slabs, and rigid core, the effects of the applied loads were analyzed in the ground floor columns, since these columns support the highest loads in the building. It is worth mentioning that all the columns contained in the structure are submitted to oblique bending.

Thus, these columns were studied individually using the CAD/Pillar tool of the CAD/TQS system, seeking to optimize the columns' cross-sections as the concrete compressive strength varied. The aim was to vary the f_{ck} of the columns in increments of 5 MPa, starting at 35 MPa and going up to 90 MPa.

For each f_{ck} , the cross-sections of the columns were optimized, fixing the widths by 25 cm and reducing the heights in an iterative manner, aiming to keep the section resistance close to the generated effects by means of the column's envelope of resistant moments and trying to meet the regulatory restrictions regarding the horizontal displacement of the building.

The iterative method consisted of reducing the heights in increments of 5 cm and performing a global processing of the structure at each reduction, until the CAD/TQS program displayed an error message warning that it was not possible to dimension this element. At this stage of the analysis, the normative restrictions regarding the horizontal displacement of the building were verified. Therefore, the final height of each column is the height of the last iteration before the program indicated that no further dimensioning was possible.

The envelope of resistant moments determines the sizing limit of a column, given that the load demands – both in the base (represented by the letter B) and in the top (represented by the letter T) – must be included in the envelope, otherwise the structural element will fail.

Some columns may also have their dimensioning limited by the envelope of minimum moments, according to ABNT NBR 6118: 2014 [7]. In the program, this envelope is delimited by an ellipse, as shown in Figure 5. In this manner, the dimensioning of the

column will only be possible if the envelope of minimum moments is contained within the envelope of resistant moments.

It should be noted that the columns that have been modified have a constant cross-section along their height, in order to simplify the interpretation and analysis of the results. The initial dimensions of the columns, according to the structural design used, are shown in Table 3.

The columns P7 and P8 are the rigid cores and, as they have been maintained with constant cross-sections, are not contained in Table 3. It was decided to fix the dimensions of the rigid cores since they constitute bracing elements with the function of delimiting the elevator shafts, and little could be done to modify these elements with respect to their cross-sections, since this would directly influence the architecture of the building. Therefore, keeping the dimensions of these elements fixed, the results obtained and the analyses correspond to the columns only.

From the columns shown in Table 3, only P2, P3, P4, P13, P14, and P15 start on the ground floor and terminate below the water tank, with the others terminating on the top floor.

It is worth noting that the columns' dimensions shown in Table 3, as well as the initial strength of all the structural elements, $f_{ck} = 35$ MPa, were defined by the designer who developed the original design. Thus, the optimization of the columns' cross-sections was first carried out for $f_{ck} = 35$ MPa, and subsequently for other strengths. Given that the focus of this study is the optimization of structural elements, more specifically of columns, an optimized f_{ck} of 35 MPa was defined as the benchmark to compare the results of the other strengths, otherwise this strength would not be subjected to optimization, compromising the interpretation of the results obtained.

3. Results and discussions

As mentioned in Section 2, all the structural elements of the building were first dimensioned with $f_{ck} = 35$ MPa, since this characteristic compressive strength was fixed for the beams, slabs and rigid cores, whilst for the columns, this strength varied in increments of 5 MPa until reaching the established maximum of 90 MPa. The

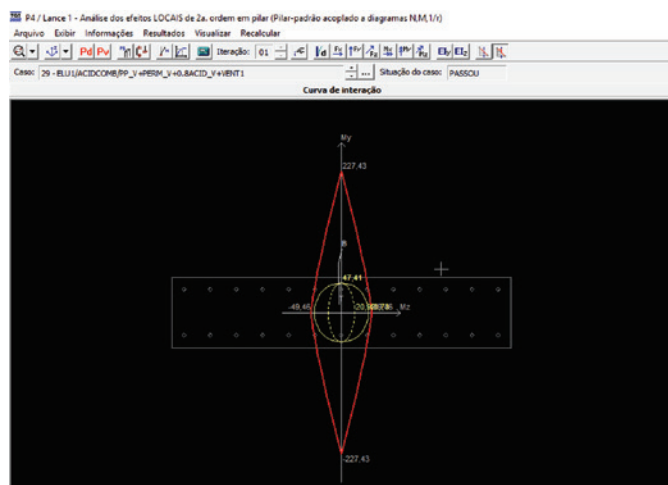


Figure 5
Envelope of moments of resistance and minimum moments

Table 3
Columns' dimensions

Column	Fixed width (cm)	Height (cm)
P1	25.00	150.00
P2	25.00	200.00
P3	25.00	220.00
P4	25.00	200.00
P5	25.00	150.00
P6	25.00	150.00
P9	25.00	150.00
P10	25.00	150.00
P11	25.00	150.00
P12	25.00	150.00
P13	25.00	220.00
P14	25.00	280.00
P15	25.00	220.00
P16	25.00	150.00

Table 4
Minimum heights of columns' cross-sections

f_{ck} (MPa)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
35	1.50	2.00	2.20	2.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	2.20	2.80	2.20	1.50
35 - Ot	1.35	1.65	1.40	1.65	1.50	0.85	0.85	0.60	0.60	1.30	1.75	1.65	1.95	1.50
40	1.20	1.60	1.35	1.65	1.40	0.60	0.80	0.60	0.60	1.30	1.65	1.50	1.75	1.50
45	1.05	1.55	1.35	1.60	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	1.30	1.65	1.40	1.70	1.45
50	0.90	1.55	1.30	1.55	1.05	0.60	0.60	0.60	0.60	1.30	1.65	1.40	1.65	1.25
55	0.80	1.50	1.30	1.55	0.95	0.60	0.60	0.60	0.60	1.20	1.55	1.40	1.65	1.15
60	0.70	1.45	1.30	1.45	0.85	0.60	0.60	0.60	0.60	0.95	1.55	1.35	1.55	1.05
65	0.70	1.35	1.30	1.40	0.80	0.60	0.60	0.60	0.60	0.95	1.55	1.30	1.55	0.95
70	0.65	1.30	1.30	1.35	0.75	0.60	0.60	0.60	0.60	0.95	1.50	1.30	1.55	0.90
75	0.65	1.30	1.30	1.35	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.85	1.45	1.30	1.55	0.85
80	0.60	1.30	1.30	1.30	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.80	1.40	1.30	1.55	0.80
85	0.60	1.30	1.20	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.75	1.35	1.30	1.45	0.75
90	0.60	1.20	1.15	1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	1.35	1.30	1.45	0.65

cross-sectional width of the columns was set at 25 cm, while the height was iteratively reduced. The objective was to find the optimized section of each column, that is, the smallest possible height for the analyzed f_{ck} . The structure underwent global processing at each iteration and subsequently, the parameters of global stability and displacement at the top of the building and between floors were analyzed. An individualized analysis of local second-order effects by the standard column method coupled with diagrams N, M, 1/r was also performed using the CAD/ Pillar tool.

3.1 Optimized sections

Considering the load combinations and due demands for each column, as well as its envelope of resistant moments, and analyzing the structural behavior of the building through the parameters of global

stability and horizontal displacement of the top of the building and between floors, it is possible to determine the minimum (cross-section) height of each column. It should be noted that the base of the columns was fixed at 25 cm, since according to ABNT NBR 6118: 2014 [7], the minimum dimension for columns and wall columns is 19 cm, although dimensions between 19 cm and 14 cm are allowed in special cases, therefore, the reduction would be negligible. Table 4 describes the minimum height of each column for each f_{ck} analyzed. Recalling what has been said previously, columns P7 and P8 are the rigid cores and belong to the group of structural elements that had their dimensions fixed, together with the beams and slabs (solid and ribbed). The graph in Figure 6 illustrates the variation of the columns' cross-sectional heights shown in Table 4.

In order to demonstrate how significant the reduction was, a study of the total area of the columns for each f_{ck} was carried out and

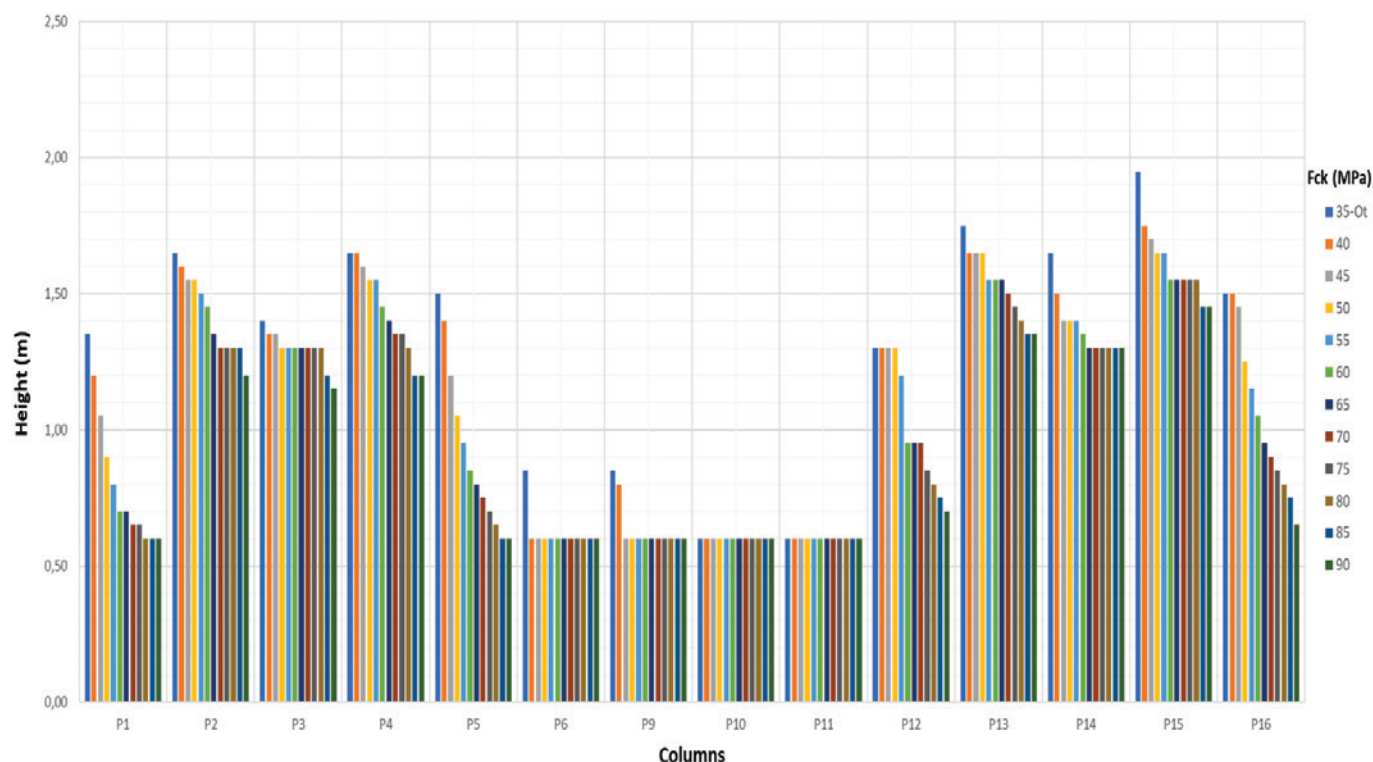
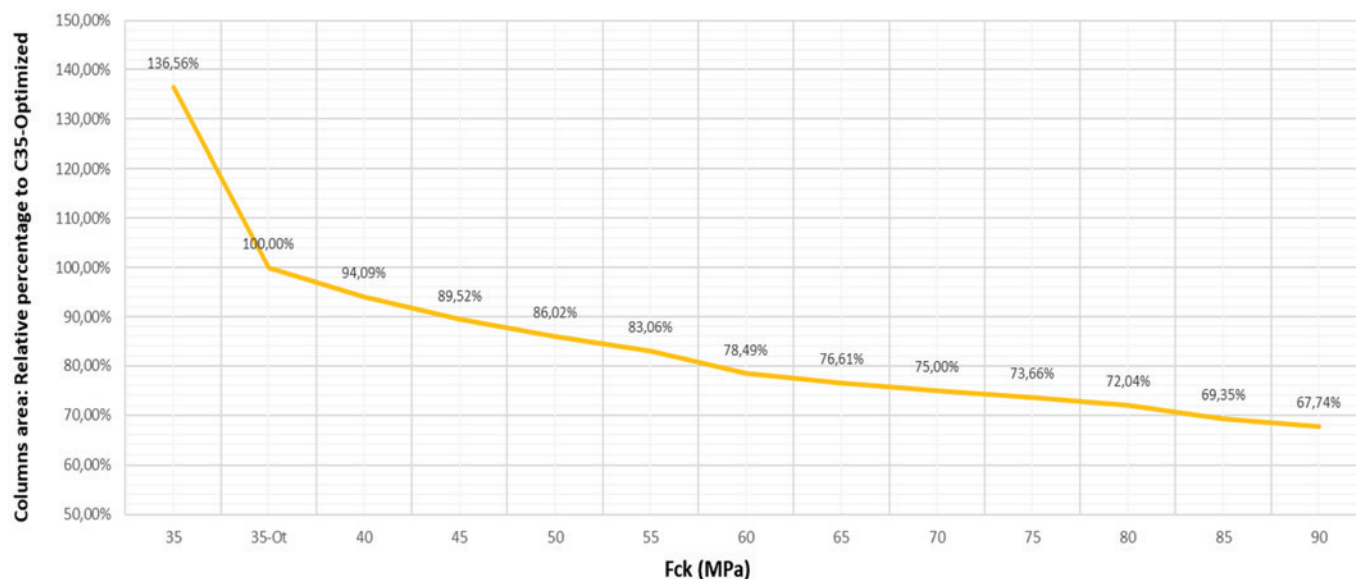


Figure 6
Height variations of the columns' cross-sections


Figure 7

Variation of the total area of the columns

shown in Figure 7. Through the graph in Figure 7, the gradual reduction of the columns' total area can be observed, reaching a reduction of 32.26% of total area when comparing the C90 and optimized C35 cases.

3.2 Horizontal displacement

As the columns are reduced in area, the building changes its structural behavior, becoming more susceptible to horizontal displacements. In view of this, the horizontal displacements at the top and between the floors of the building were analyzed by considering Item 13.3 – Displacement limits specified by ABNT NBR 6118: 2014 [7], which sets the limit of $H/1700$ for the top of the building and $H_i/850$ between floors (where H is the total height of the build-

ing and H_i is the height between floors). Therefore, for the building in question, $H = 61.75$ m and $H_i = 3.15$ m (considering the lowest height between floors, as it will result in less displacement), and the limits are:

$$H/1700 = 3.63 \text{ cm and } H_i/850 = 0.37 \text{ cm.}$$

These displacement limits were the ones considered for the structural optimization, aiming at the safety of the building as a whole. It is worth mentioning that, for the C90 columns, the limit of the section optimization was the horizontal displacement at the top of the building, with a maximum value of 3.63 cm, as shown in Table 5. The variation of the horizontal displacements is shown in Table 5 and Figure 8.

It can be observed that the horizontal displacements, both at the top of the building and between floors, tend to increase as the com-

Table 5

Minimum heights of columns' cross-sections

f _{ck} (MPa)	Horizontal deformation (cm)		Relative percentage to C35 - Ot	
	On top	Between floors	On top	Between floors
35	2.10	0.13	67.31%	68.42%
35-Ot	3.12	0.19	100.00%	100.00%
40	3.34	0.21	107.05%	110.53%
45	3.39	0.21	108.65%	110.53%
50	3.38	0.21	108.33%	110.53%
55	3.42	0.21	109.62%	110.53%
60	3.51	0.21	112.50%	110.53%
65	3.51	0.21	112.50%	110.53%
70	3.51	0.21	112.50%	110.53%
75	3.52	0.21	112.82%	110.53%
80	3.55	0.22	113.78%	115.79%
85	3.59	0.22	115.06%	115.79%
90	3.63	0.22	116.35%	115.79%

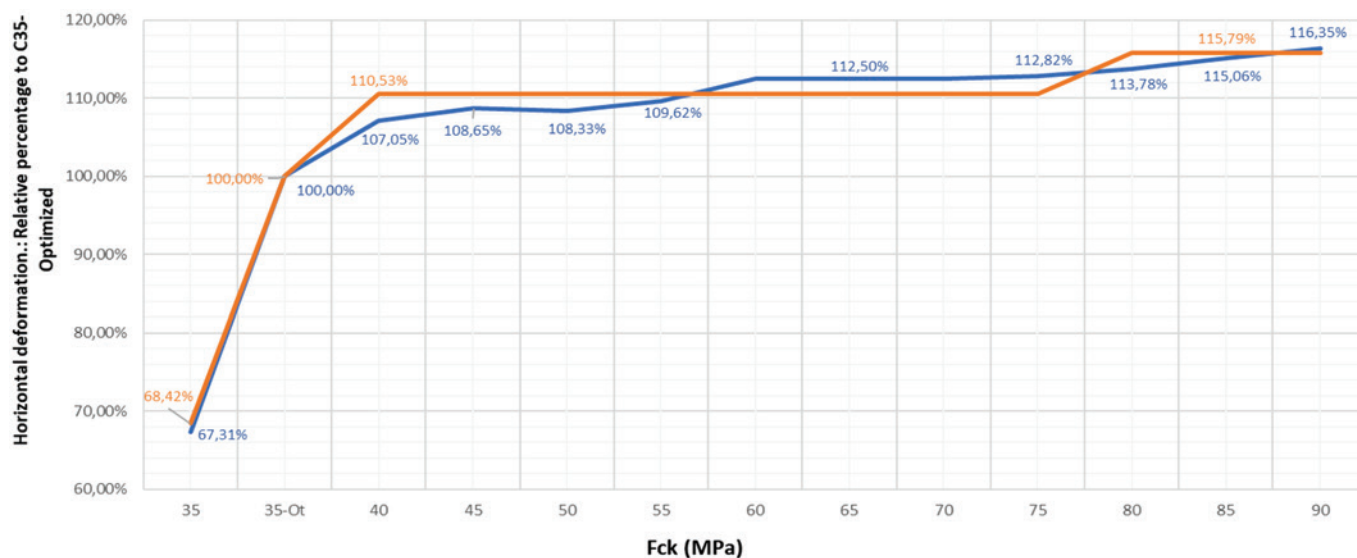


Figure 8
Variation of horizontal displacements

pressive strength increases due to the reduced area of the columns. Comparing the values obtained for the optimized C35 and C90 cases, increases in horizontal displacements of more than 15% are obtained.

3.3 Global stability parameters

The CAD/TQS program verifies the overall stability of the structure through the conventional parameters α and γ_z .

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} \quad (1)$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{tot,d}}} \quad (2)$$

Thus, an analysis of global stability parameters was performed to analyze global second-order effects.

According to Equation 2, which describes the calculation of γ_z ,

it can be noted that the factor $M_{1,tot,d}$ is constant, since this represents the sum of the moments of all the horizontal forces (in the case of this study, only the wind forces are present) relative to the base of the structure. Therefore, the only variable value of this equation is $\Delta M_{tot,d}$, which is the sum of the products of all vertical forces acting on the structure due to the horizontal displacements of their respective points of application, obtained in the first-order analysis. Subsequently, with the optimization of the columns, their weights decreased, reducing the vertical forces acting on the structure and consequently the second-order moments, causing the parameters γ_z to become smaller, as shown in Figure 9. The same happens with the coefficient α , since it is influenced by the columns' weight and the reduction of stiffness.

The reduction of the values of the stability parameters γ_z and α , presented in Figure 9, draws attention, since the horizontal displacements of the building have increased with the column optimization process. To demonstrate the behavior of the global

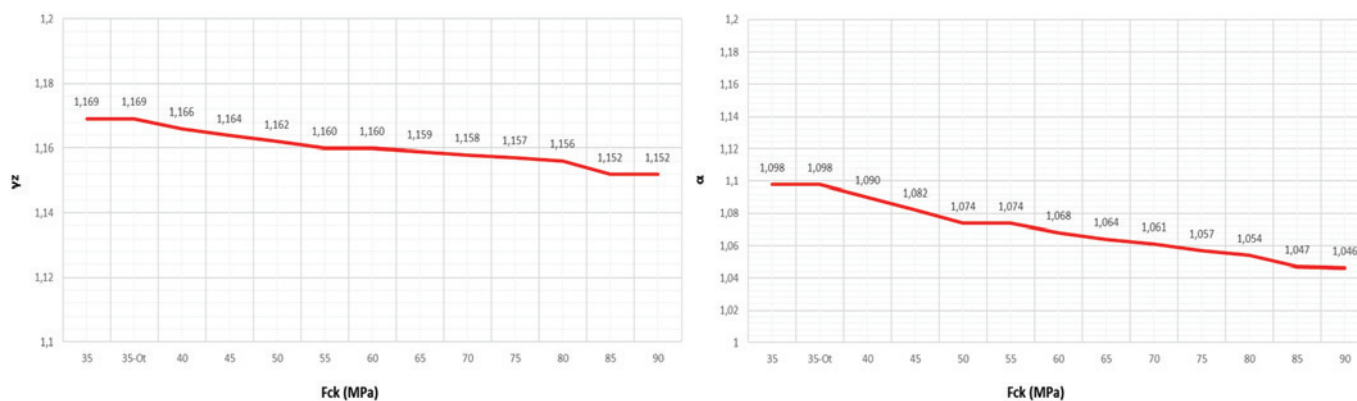


Figure 9
Variation of the γ_z parameter and the α coefficient in relation to f_{ck}

Table 6

 Example calculation of parameters γ_z and α

Columns - $f_{ck} = 35$ MPa	Columns - $f_{ck} = 90$ MPa
$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{550,66}{3809}} = 1,169$	$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{502,58}{3809}} = 1,152$
$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} = 61,75 \sqrt{\frac{294,5}{(931351,15)}} = 1,098$	$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} = 61,75 \sqrt{\frac{212,5}{(740862,30)}} = 1,046$

Table 7

Unit costs of concrete

Unit costs		
f_{ck} (MPa)	R\$/m ³	Reference
35	302.44	CPOS
40	352.40	CPOS
45	375.00	Budgets
50	387.70	SINAPI
55	450.00	Budgets
60	497.85	SINAPI
65	535.00	Budgets
70	590.00	Budgets
75	640.00	Budgets
80	687.30	SINAPI
85	715.00	Budgets
90	750.00	Budgets

Table 8

Unit costs of steel

Unit costs		
Φ (mm)	R\$/kg	
4.2	5.70	
5.0	5.15	
6.3	7.21	
8.0	7.14	
10.0	5.82	
12.5	4.73	
16.0	3.45	
20.0	3.18	
25.0	3.58	

Table 9

Total costs

f_{ck} (MPa)	Concrete	Steel	Formworks	Total	Relative reduction to C35 - Ot
35	R\$ 751,563.40	R\$ 1,176,605.33	R\$ 713,619.81	R\$ 2,641,788.54	100.28%
35 - Ot	R\$ 726,339.90	R\$ 1,241,050.71	R\$ 666,934.53	R\$ 2,634,325.15	100.00%
40	R\$ 734,649.12	R\$ 1,203,952.42	R\$ 659,628.91	R\$ 2,598,230.44	98.63%
45	R\$ 736,289.28	R\$ 1,199,036.95	R\$ 654,077.50	R\$ 2,589,403.72	98.29%
50	R\$ 736,261.92	R\$ 1,173,733.18	R\$ 649,883.26	R\$ 2,559,878.36	97.17%
55	R\$ 747,247.61	R\$ 1,232,150.18	R\$ 646,432.57	R\$ 2,625,830.36	99.68%
60	R\$ 752,376.62	R\$ 1,223,884.80	R\$ 640,996.67	R\$ 2,617,258.09	99.35%
65	R\$ 757,632.14	R\$ 1,218,920.70	R\$ 638,701.03	R\$ 2,615,253.86	99.28%
70	R\$ 766,399.95	R\$ 1,220,299.07	R\$ 636,816.87	R\$ 2,623,515.88	99.59%
75	R\$ 774,226.41	R\$ 1,216,568.47	R\$ 635,250.34	R\$ 2,626,045.22	99.69%
80	R\$ 780,711.55	R\$ 1,212,730.96	R\$ 633,366.18	R\$ 2,626,808.69	99.71%
85	R\$ 781,228.29	R\$ 1,206,299.87	R\$ 630,225.92	R\$ 2,617,754.08	99.37%
90	R\$ 784,650.20	R\$ 1,199,537.40	R\$ 628,240.69	R\$ 2,612,428.29	99.17%

stability parameters, the calculation of γ_z and α for f_{ck} values between 35 MPa and 90 MPa was taken as an example, as shown in Table 6. It can be observed in Table 6 that for the calculation of γ_z the increase in horizontal displacements with a reduction of the columns' cross-sections was not sufficient to promote an increase in the value of $\Delta M_{tot,d}$, but actually a reduction of this value occurred, which confirms that the reduction of vertical forces was predominant for the reduction of the γ_z parameter. Similarly, for the calculation of α , the decrease in stiffness ($E_{cs}I_c$) with the reduction of the columns sections did not predominate on the reduction of vertical forces (N_k), confirming that the reduction of vertical forces was predominant for the reduction of α . Therefore, the variation of parameter γ_z was less than 2% between the maximum and minimum resistances considered in this study; likewise, the variation of the α coefficient was less than 5%, as shown in the graphs in Figure 9.

3.4 Quantities and costs

In this analysis, the total quantities and costs of concrete, steel and formwork were calculated to determine the variation of the material costs of the structure, since the purpose of this study is to vary only the characteristic compression strength (f_{ck}) of the columns, associated to the optimization of their cross-sections.

For this analysis, reference cost sheets were used, such as the Table of the National System of Costs Survey and Indices of the Civil Construction (SINAPI) (Compositions – January 2017) and the bulletin of cost references from Companhia Paulista de Obras e Serviços (CPOS), in addition to market quotations.

The unit costs of concrete volumes (Table 7), were obtained through SINAPI, the CPOS bulletin and market quotations. In turn, unit costs of steel for the different diameters (Table 8) were obtained only from the SINAPI Table. The unit cost of wood planks, also extracted from the SINAPI Table, was R\$ 72.19/m².

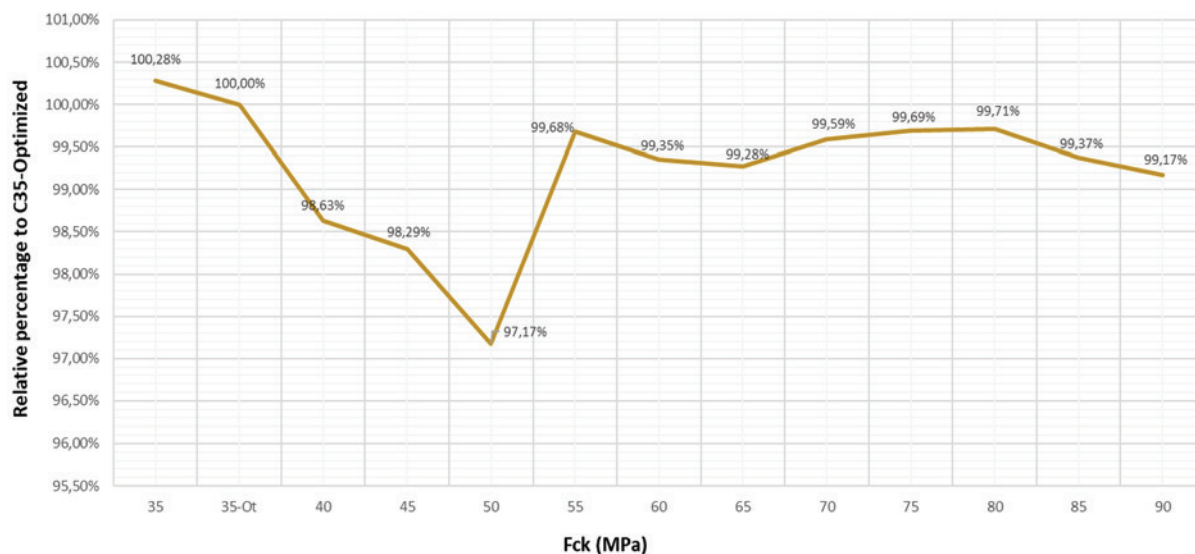


Figure 10

Variation of the costs of the structure in relation to the materials

Based on the costs of each of the materials cited, an analysis of the structural costs related to the materials was performed in order to evaluate the financial impact caused by the optimization of the columns. Table 9 and Figure 10 illustrate these results.

Reductions in the total costs were observed with respect to $f_{ck} = 35$ MPa and optimized for strength higher than this, reaching just under 3% for $f_{ck} = 50$ MPa and a total average of approximately 1% for the other resistances.

These results demonstrate that, although the unit costs of HSC are considerably higher (Table 7), when analyzed together with the costs of steel and wood (formwork), this cost increase is offset by a reduction in concrete volume and other materials.

4. Conclusions

With the application of more resistant concrete in columns and by taking advantage of this property in the sizing of the structure, it was possible to obtain considerable reductions in the total areas of the columns as the characteristic compression strength concrete was increased. A reduction of 32.26% was achieved when comparing between the optimized C90 and C35 case. This fact is of great relevance, since it reflects in a better use of the building area and results in, for example, extra parking spaces and useful areas.

The analysis of the material costs of the structure showed that it is possible to reduce costs by approximately 3% with a concrete of $f_{ck} = 50$ MPa and a total average of approximately 1% for the other resistances; in other words, the savings generated by the reduction in concrete volume and other materials offset the higher costs of HSC. The design of the building for all the strength classes was compliant with the safety requirements, in accordance with ABNT NBR 6118: 2014 [7]. It should be noted that the limiting factor for the design of the building for the C90 case was the horizontal displacement, which reached a value of $H/1700$ (in this case 3.63 cm) recommended in the standard.

Regarding the global stability parameters, a reduction in the order

of 5% was observed for the α coefficient and 2% for parameter γ_2 . This reduction can be justified, given that with the columns' optimization, a reduction of their weight also occurs, leading to a reduction of the vertical forces acting on the structure and consequently of second-order moments.

Regarding the execution, when beams and slabs have concrete with different f_{ck} values to that of the columns, the concreting process should take place as follows: first, the columns must be concreted with the f_{ck} concrete specified in the design so that this concrete fills part of the beam and slab, forming a sloping surface of approximately 45° between the bottom of the beam and the top of the column. Subsequently, the beams and slabs are concreted with the f_{ck} concrete specified in the design.

It is worth mentioning that all the advantages obtained in this study and mentioned above are supported by the use of a material with greater durability and useful life, in addition to other limitations that HSC provides with respect to conventional concretes.

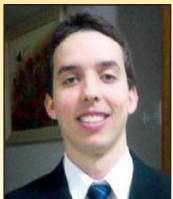
5. Bibliographic references

- [1] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 3ª edição, IBRACON, São Paulo, SP, 2008.
- [2] TORRICO, F. A. Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade. 345f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2010.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, ACI 441R-96: High-strength concrete columns: State-of-the-Art, ACI Structural Journal, Report, Vol 94, No. 3, pp. 323-335, 1997.
- [4] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 1ª ed. São Paulo, SP. Ed. Pini, 1994.
- [5] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code. Thomas Telford Services Ltda., July 1993.

- [6] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, ACI 363R-92: State-of-the-art Report on high-strength concrete, American Concrete Institute, Detroit, MI, September 1992, 55 pp.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 2014.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, RJ, 2015.
- [9] VANDERLEI, R. D. Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta. 183f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.
- [10] CALDARONE, M. A. High-strength concrete - A practical guide. New York: New York, Editora Taylor & Francis, 2009.
- [11] PRADO, R. C. M. F. Comportamento estrutural de pilares curtos em concreto de alta resistência. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2001.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

Study of the influence of compressive strength concrete on columns during the design of a multi-floor building

Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de edifícios



G. M. FREGONEZI ^a
guilherme@fai.com.br
<https://orcid.org/0000-0001-6177-5609>

W. W. WUTZOW ^a
wwwutzow@uem.br
<https://orcid.org/0000-0002-9103-3769>

R. D. VANDERLEI ^a
rdvanderlei@uem.br
<https://orcid.org/0000-0001-5676-6951>

Abstract

This work aims to analyze the influence of the compressive strength of concrete columns in the design of a multi-floor building using the CAD/TQS computational tool. The strengths of the columns varied in increments of 5 MPa, from 35 MPa to 90 MPa, with a 35 MPa resistance in the remaining structural elements. Analyses of the horizontal deformability, stability parameters, and optimized sections, as well as quantities and cost of the main materials used (concrete, steel, and formwork), were performed. As a result, a 32% reduction to the total area of the columns was achieved; consequently, a reduction in material quantities and the total cost of the building was also achieved. Thus, greater durability was provided without major costs or loss in structural safety.

Keywords: structural optimization, columns, high-strength concrete.


Resumo

Este trabalho tem como objetivo analisar a influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos, utilizando a ferramenta computacional CAD/TQS. As resistências dos pilares foram variadas em uma razão de 5 MPa, de 35 MPa até 90 MPa, sendo que os demais elementos estruturais permaneceram com resistências de 35 MPa. Foram feitas análises de deformabilidade horizontal, parâmetros de estabilidade, seções otimizadas, além de quantitativos e custos dos principais materiais empregados (concreto, aço e fôrmas). Como resultados, foi possível reduzir em 32% a área total dos pilares, bem como reduzir quantitativos de materiais e, principalmente, os custos totais do edifício, conferindo maior durabilidade sem maiores custos e, principalmente, sem prejuízo à segurança estrutural.

Palavras-chave: otimização estrutural, pilares, concreto de alta resistência.

^a State University of Maringá, Department of Civil Engineering, Maringá, PR, Brazil.

Received: 11 Nov 2017 • Accepted: 27 Jun 2018 • Available Online: 09 Oct 2019

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

O desenvolvimento tecnológico e a alta competitividade do mercado atual impõem que os processos estejam em constante evolução. No setor da construção civil, esse fato reflete sobre os materiais e métodos empregados, afetando diretamente um dos mais abrangentes dele: o concreto. O concreto é um dos materiais mais empregados neste setor por apresentar características como: facilidade na preparação e no uso, resistência às intempéries, ao fogo, aos esforços solicitantes, baixo custo-benefício, etc. No entanto, seu comportamento é muito complexo por se tratar de um material heterogêneo. Segundo Mehta e Monteiro [1], macroscopicamente o concreto pode ser considerado um material bifásico, composto de partículas de agregados com forma e tamanhos variados dispersas em uma massa com pasta de cimento hidratada. Entre outros fatores que dificultam a compreensão deste material, têm-se as diferenças entre resistências à compressão e à tração, a não-linearidade física (considerada pelo diagrama tensão-deformação), a presença de microfissuras, retenção de água, retração, etc. [2].

A resposta do concreto às tensões aplicadas depende não somente do tipo de tensão, mas também de como a combinação de vários fatores afeta a porosidade dos diferentes componentes estruturais deste. Os fatores incluem propriedades e proporções dos materiais que formam o traço, o grau de compactação e as condições de cura. Do ponto de vista da resistência, a relação entre água/cimento e a porosidade são os fatores mais importantes, pois independente de outros fatores, afetam a porosidade da matriz da argamassa de cimento e da zona de transição na interface entre a matriz e o agregado graúdo [1].

A grande evolução das resistências dos concretos nos últimos tempos deve-se à quantidade de estudos e pesquisas do comportamento e das propriedades dos materiais constitutivos desta mistura. O uso dos concretos de altas resistências (CAR) aliado aos modelos matemáticos de cálculo cada vez mais próximos aos reais traz a possibilidade de se projetar edificações e obras de arte mais arrojadas, com menores seções transversais e respeitando os critérios de segurança e durabilidade [2]. Dentre as vantagens do CAR, destacam-se a maior capacidade de carregamento, menores dimensões das peças, peso próprio reduzido, maior rigidez lateral e menor encurtamento axial [3]. Mehta e Monteiro [4] descrevem que as altas resistências do CAR são efeitos das reduções da porosidade, da heterogeneidade e da microfissuração na pasta e na zona de transição, apresentando comportamento diferente do concreto convencional.

O Comité Euro-International du Béton e o International Federation for Pre-stressing (CEB-FIP) [5] define o CAR como um concreto com resistência à compressão superior a 50 MPa. Entretanto, o ACI [6] reconheceu que o concreto de alta resistência varia numa base geográfica, pois, em regiões que o concreto com resistência de 9.000 psi (62 MPa) já está sendo produzido comercialmente, concretos considerados de alta resistência estão na faixa de 12.000 a 15.000 psi (83 – 103 MPa). Todavia, em regiões onde o limite do concreto produzido comercialmente é de 5.000 psi (34 MPa), concretos com 9.000 psi (62 MPa) são considerados de alta resistência. No Brasil, a ABNT NBR 6118:2014 [7] e a ABNT NBR 8953:2015 [8], classificam as estruturas de concreto em dois grupos de resistência característica à compressão aos 28 dias ($f_{ck,28 \text{ dias}}$): Grupo I ($20 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ dias}} \leq 50 \text{ MPa}$) e Grupo II ($55 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ dias}} \leq 90$

MPa). Somente a partir da última atualização que a norma brasileira sobre projeto de estruturas de concreto trouxe diferenças nos equacionamentos e considerações para os dois grupos de resistência. É importante destacar algumas delas, as quais serão explanadas ao longo deste estudo: nos cálculos de resistência à tração média; nas considerações dos parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ϵ_{c2}) e de deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ϵ_{cu}) nas análises de estado-limite último (ELU) empregando o diagrama tensão-deformação idealizado; nos cálculos de módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) e, conseqüentemente, de módulo de elasticidade secante (E_{cs}); no valor do coeficiente de fluência ϕ (t_e, t_0), entre outras.

De acordo com Vanderlei [9], o CAR pode ser obtido com o uso de cimento Portland comum, desde que sejam tomadas medidas adequadas no controle tecnológico, nas baixas relações água/cimento, além do uso de adições, tais como: escória de alto forno, sílica ativa ou cinzas volantes. Devido às baixas relações água/cimento, é de fundamental importância o uso de aditivos superplastificantes para fornecer trabalhabilidade ao concreto. Segundo Caldaroni [10], a produção do CAR não exige materiais exóticos ou processos especiais de fabricação, mas quando comparado com o concreto convencional, as variações nas características e na qualidade dos materiais constituintes da mistura geram diferenças significativas no produto final. Todos os materiais devem ser otimizados na mistura com o intuito de se obter uma resistência máxima [11]. Em decorrência de suas características e de acordo com a literatura sobre o assunto, o CAR torna-se mais frágil devido à potencialização de suas características. A ductilidade desejada pode ser alcançada reduzindo o espaçamento máximo entre os estribos em 50%, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135° [7] fornecendo ao concreto um confinamento lateral passivo [2].

Quanto mais alto e esbelto o edifício, maiores são as solicitações presentes neste, principalmente decorrentes das ações horizontais. Nestes casos, a análise da estabilidade global e a avaliação dos efeitos de segunda ordem passam a assumir fundamental importância no projeto estrutural. Em linhas gerais, todas as estruturas são deslocáveis. Em estruturas mais rígidas, os deslocamentos decorrentes das ações horizontais são ínfimos, no entanto, em estruturas menos rígidas, tais deslocamentos são tão relevantes que se não forem corretamente considerados podem levar a estrutura ao colapso.

Dentro deste contexto, o objetivo deste trabalho é analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e da redução das seções transversais dos pilares na deformabilidade horizontal, estabilidade global e consumo de materiais (concreto, aço e fôrmas de madeira) de um edifício de múltiplos pavimentos através de ferramenta computacional.

2. Materiais e métodos

Com o propósito de analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão dos pilares na deformabilidade, nos parâmetros de estabilidade global e também no consumo de material e mão de obra adotou-se um edifício residencial de múltiplos pavimentos e a ferramenta computacional CAD/TQS.

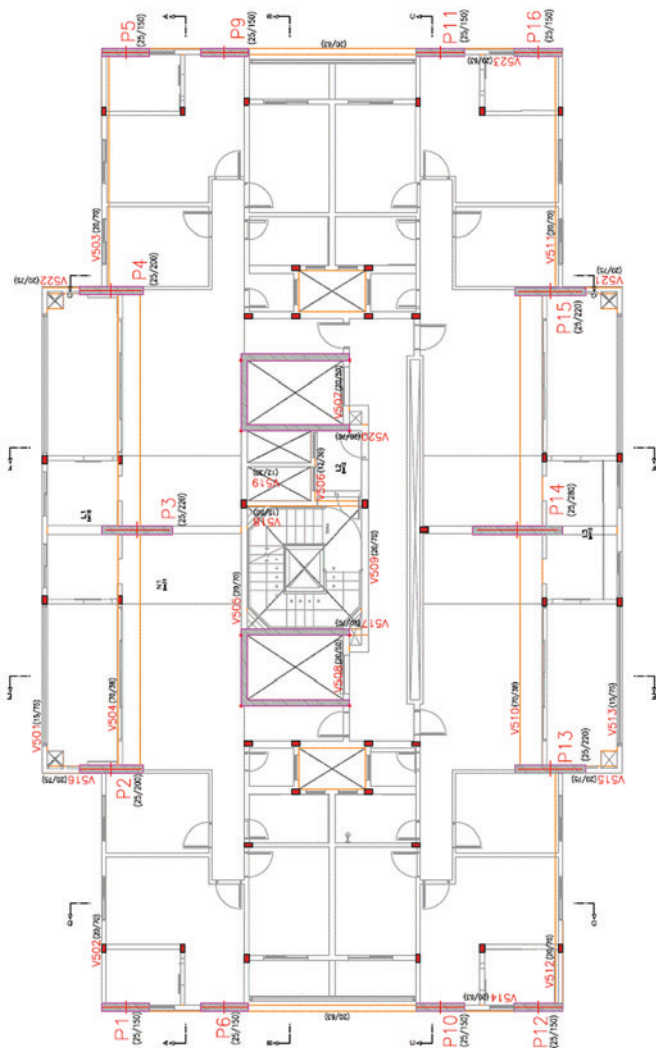


Figura 1
Planta baixa do edifício

2.1 Modelo estrutural

O edifício estudado é composto por um pavimento térreo, dezesseis pavimentos tipo, barrilete e caixa d'água, totalizando 61,75 metros de altura, acima do nível do solo. O pavimento tipo do referido edifício é mostrado em planta baixa na Figura 1, totalizando uma área de 8.741,19 m². Para a implantação da estrutura, análise dos esforços e deslocamentos e determinação da armadura, foi utilizado o sistema computacional CAD/TQS 18.

Optou-se por fazer a concepção estrutural sem contemplar as escadas e as fundações, visto que estes elementos estruturais não passariam por otimizações e nem influenciariam diretamente na estabilidade global da estrutura.

2.1.1 Características do modelo

Para a análise estrutural foi adotado o Modelo IV disponível no sistema CAD/TQS, que consiste em um modelo de vigas e pila-

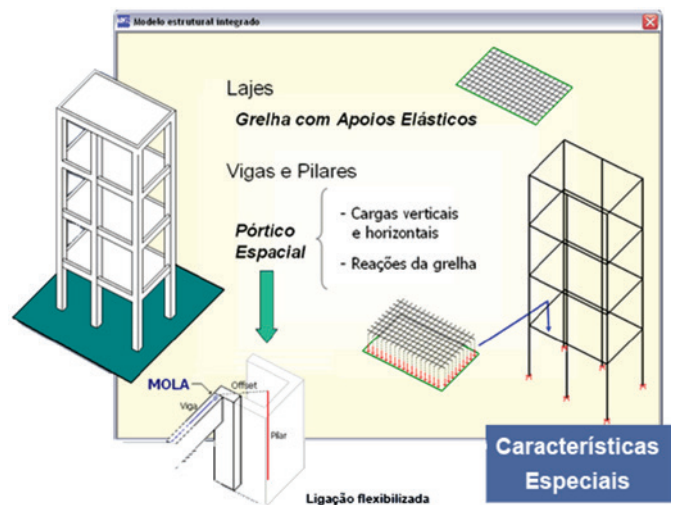


Figura 2
Modelo estrutural IV (TQS Informática Ltda.)

res compoem o pórtico espacial, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Neste modelo, os efeitos das ações horizontais e verticais nas vigas e pilares são calculados como pórtico espacial. Por sua vez, as lajes interagem com o pórtico espacial através da transferência dos esforços nas barras que compõem a respectiva grelha de discretização da laje como cargas concentradas nas vigas, fazendo com que essa distribuição de esforços seja realizada de forma bastante realista, conforme ilustrado na Figura 2.

O modelo ELU utilizado para obtenção dos esforços necessários ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais considerou os coeficientes de não-linearidade física de maneira aproximada, conforme indicados no item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014 [7]:

- lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{cl} I_c$
- vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{cl} I_c$
- pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{cl} I_c$

2.1.2 Ações

2.1.2.1 VENTO

Para o cálculo do vento atuante na estrutura, foram considerados os dados abaixo e resumidos na Tabela 1.

- $V_0 = 45$ m/s;
- $S_1 = 1,00$, pois o edifício foi projetado para um terreno plano ou fracamente acidentado;
- $S_2 = 1,02$, sendo que o edifício se enquadra na classe C de dimensões (edificação que exceda 50 metros) e categoria IV

Tabela 1

Dados utilizados para o cálculo das ações do vento

Veloc. básica (m/s)	Cálculo das ações do vento		
	S1	S2	S3
45,00	1,00	1,02	1,00

Tabela 2

Alturas dos pavimentos

Pavimento	Altura (m)
Caixa d'água	3,98
Barrilete	3,57
Tipos (16x)	3,15
Térreo	3,80

de rugosidade do terreno (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, em cota média de topo dos obstáculos de 10 metros);

■ $S_3 = 1,00$, sendo que se trata de um edifício residencial.
Para o cálculo dos coeficientes de arrasto, calculou-se os índices l_1/l_2 e h/l_1 . Para os ventos na direção $0^\circ/180^\circ$:

■ $h/l_1 = 3,43$;

■ $l_1/l_2 = 0,60$.

Com os índices e o ábaco presente na ABNT NBR 6123:1988 [12], determinou-se o coeficiente de arrasto $C_a = 1,10$.

Já para os ventos na direção $90^\circ/270^\circ$:

■ $h/l_1 = 2,06$;

■ $l_1/l_2 = 1,67$.

Com os índices e o ábaco ABNT NBR 6123:1988 [12], determinou-se o coeficiente de arrasto $C_a = 1,32$.

2.1.2.2 AÇÕES NAS LAJES

O programa utilizado possui um banco de dados de cargas previamente cadastradas. Desta forma, para as lajes (tanto maciças quanto nervuradas), foi utilizada uma carga denominada "APART1", que representa $1,00 \text{ kN/m}^2$ ($0,10 \text{ tf/m}^2$) de carga principal ou permanente e $1,50 \text{ kN/m}^2$ ($0,15 \text{ tf/m}^2$) de carga acidental. Além do peso próprio definido pelas dimensões das lajes.

2.1.2.3 AÇÕES NAS VIGAS

Para as vigas, lançaram-se as cargas distribuídas linearmente – representando a vedação de alvenaria, denominada

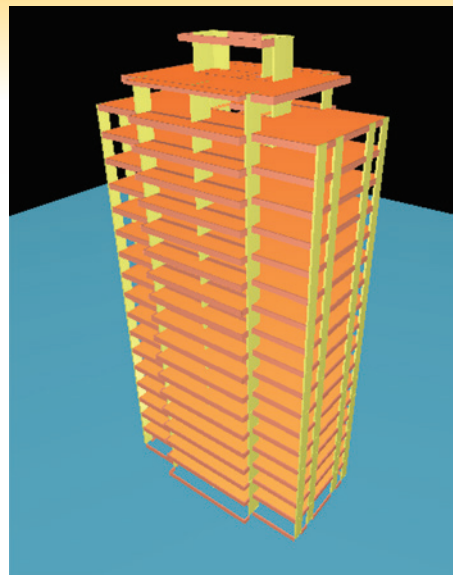


Figura 3
Vista tridimensional do edifício

"TJVAZ15" –, representando $1,80 \text{ kN/m}^2$ ($0,18 \text{ tf/m}^2$) de carga principal ou permanente, sendo variável conforme os pavimentos, pois possuem alturas distintas, conforme mostrado na Tabela 2, além do peso próprio definido pelas dimensões das vigas.

2.2 Dimensionamento prévio

Após o posicionamento dos pilares, vigas e lajes no edifício, conforme Figura 3, foi feito o dimensionamento das vigas, lajes e do núcleo rígido para um concreto de resistência característica à compressão (f_{ck}) de 35 MPa. Sendo assim, estes elementos estruturais tiveram suas dimensões fixadas a fim de avançar para um estudo detalhado dos pilares.

Os pavimentos do edifício são compostos por lajes maciças e nervuradas de seção trapezoidal, sendo que estas últimas abrangem a maior parte da estrutura como mostrado na Figura 4.

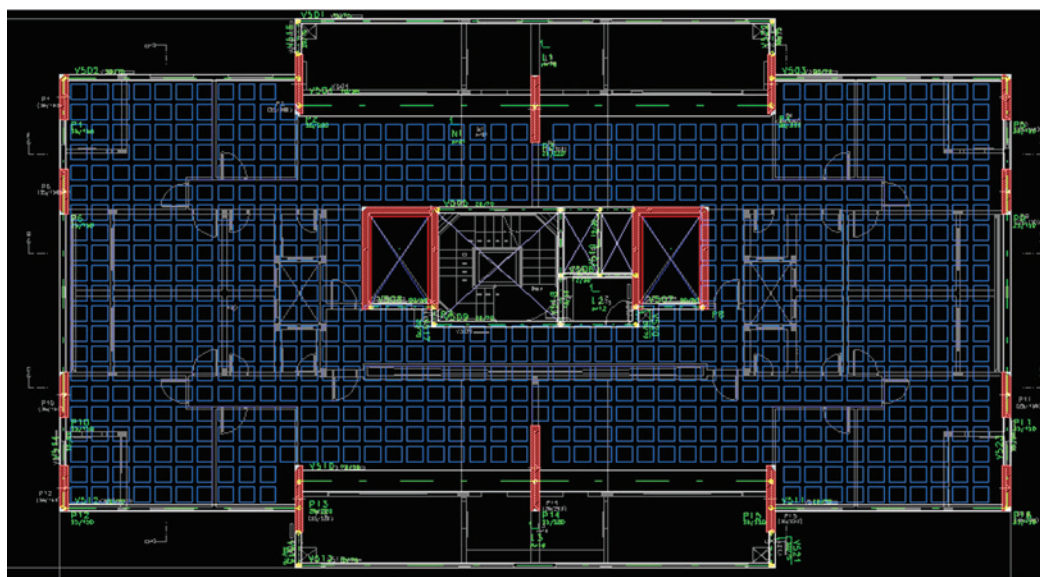


Figura 4
Planta baixa com posicionamento dos pilares, núcleo rígido, vigas de borda, lajes nervuradas e maciças

2.3 Otimização das seções dos pilares

Nesta etapa do estudo, após o pré-dimensionamento da estrutura e fixadas as dimensões de vigas, lajes e do núcleo rígido, foram analisados os esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo, pois estes são os que suportam as maiores cargas do edifício. Vale ressaltar que todos os pilares contidos na estrutura são submetidos à flexão oblíqua. Deste modo, estes pilares foram estudados individualmente, através da ferramenta CAD/Pilar do sistema CAD/TQS, buscando otimizar as seções transversais dos pilares conforme variava-se a resistência à compressão do concreto. O intuito foi variar o f_{ck} dos pilares em uma razão de 5 MPa, iniciando em 35 MPa e indo até 90 MPa. Para cada f_{ck} as seções transversais dos pilares foram otimizadas, fixando as larguras em 25 cm e reduzindo as alturas de forma iterativa, buscando manter os esforços resistentes da seção bem próximos dos esforços solicitantes, por meio da envoltória de momentos resistentes do pilar, e visando atender às restrições normativas quanto à deslocabilidade horizontal do edifício.

O método iterativo consistiu em reduzir as alturas na ordem de 5 cm, efetuando o processamento global da estrutura a cada redução, até o programa CAD/TQS exibir uma mensagem de erro alertando que não havia possibilidade de dimensionamento deste elemento. Nesta etapa da análise eram verificadas as restrições normativas quanto à deslocabilidade horizontal do edifício. Deste modo, a altura final de cada pilar é a altura da última iteração antes do programa impossibilitar o dimensionamento.

A envoltória de momentos resistentes determina o limite de dimensionamento para um pilar, sendo que, as solicitações no mesmo – tanto na base (representado pela letra B) quanto no topo (representado pela letra T) – devem estar inseridas dentro da envoltória, caso contrário, haverá ruptura no elemento estrutural.

Alguns pilares também podem ter seu dimensionamento limitado pela envoltória de momentos mínimos, conforme a ABNT NBR 6118:2014 [7]. No programa, essa envoltória é delimitada por uma elipse, conforme mostra a Figura 5. Desta forma, só será possível o dimensionamento do pilar caso a envoltória de momentos mínimos

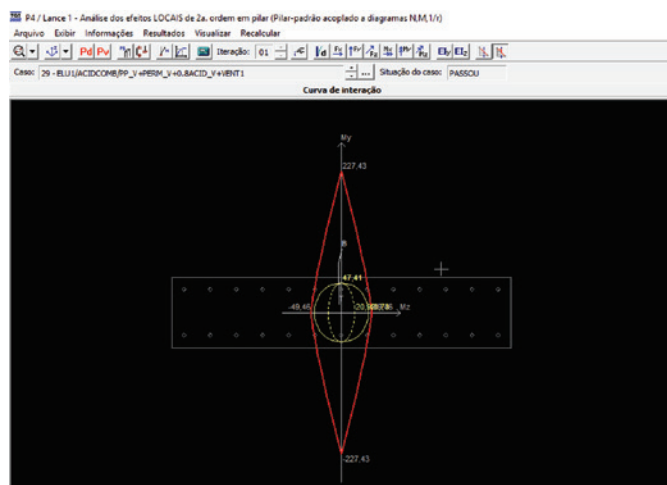


Figura 5
Envoltória de momentos resistentes e momentos mínimos

esteja inserida na envoltória de momentos resistentes do pilar. Destaca-se que os pilares que foram modificados têm seção transversal constante ao longo de toda sua altura, para simplificar a interpretação e análise dos resultados.

As dimensões iniciais dos pilares, segundo o projeto estrutural utilizado, são mostradas na Tabela 3.

Os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e, como se mantiveram com seções transversais constantes, não estão contidos na Tabela 3. Escolheu-se por fixar as dimensões dos núcleos rígidos pois são elementos de contraventamento com função de delimitar as caixas dos elevadores e pouco poderia ser modificado nestes elementos com relação às seções transversais, pois influenciaria diretamente na arquitetura do edifício. Logo, mantendo-se estes elementos com dimensões fixas, os resultados obtidos e as análises ficam sendo puramente dos pilares.

Dos pilares da Tabela 3, apenas os pilares P2, P3, P4, P13, P14 e P15 nascem no térreo e morrem no barrilete, sendo que os demais morrem no último pavimento tipo.

Vale salientar que as dimensões dos pilares mostradas na Tabela 3 foram definidas pelo projetista que elaborou o projeto original, assim como a resistência inicial de todos os elementos estruturais que ficou definida em $f_{ck} = 35$ MPa. Sendo assim, primeiramente foi feita a otimização das seções dos pilares com $f_{ck} = 35$ MPa e, em seguida, nas demais resistências. Como o enfoque do estudo é a otimização de elementos estruturais, mais especificamente de pilares, definimos trabalhar com o $f_{ck} = 35$ MPa Otimizado sendo parâmetro de comparação de resultados com os demais, pois se não somente esta resistência não passaria por otimizações, comprometendo a interpretação dos resultados obtidos.

3. Resultados e discussões

Conforme mencionado no item 2, todos os elementos estruturais do edifício foram primeiramente dimensionados com $f_{ck} = 35$ MPa, sendo que esta resistência característica à compressão foi fixada para as vigas, lajes e os núcleos rígidos, ao passo que, para os pilares, tal resistência variou na ordem de 5 MPa até atingir o máximo estabelecido de 90 MPa. Fixou-se as larguras das seções transversais

Tabela 3
Dimensões dos pilares

Pilar	Largura fixa (cm)	Altura (cm)
P1	25,00	150,00
P2	25,00	200,00
P3	25,00	220,00
P4	25,00	200,00
P5	25,00	150,00
P6	25,00	150,00
P9	25,00	150,00
P10	25,00	150,00
P11	25,00	150,00
P12	25,00	150,00
P13	25,00	220,00
P14	25,00	280,00
P15	25,00	220,00
P16	25,00	150,00

Tabela 4

Alturas mínimas das seções transversais dos pilares

f_{ck} (MPa)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
35	1,50	2,00	2,20	2,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	2,20	2,80	2,20	1,50
35 - Ot	1,35	1,65	1,40	1,65	1,50	0,85	0,85	0,60	0,60	1,30	1,75	1,65	1,95	1,50
40	1,20	1,60	1,35	1,65	1,40	0,60	0,80	0,60	0,60	1,30	1,65	1,50	1,75	1,50
45	1,05	1,55	1,35	1,60	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	1,30	1,65	1,40	1,70	1,45
50	0,90	1,55	1,30	1,55	1,05	0,60	0,60	0,60	0,60	1,30	1,65	1,40	1,65	1,25
55	0,80	1,50	1,30	1,55	0,95	0,60	0,60	0,60	0,60	1,20	1,55	1,40	1,65	1,15
60	0,70	1,45	1,30	1,45	0,85	0,60	0,60	0,60	0,60	0,95	1,55	1,35	1,55	1,05
65	0,70	1,35	1,30	1,40	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,95	1,55	1,30	1,55	0,95
70	0,65	1,30	1,30	1,35	0,75	0,60	0,60	0,60	0,60	0,95	1,50	1,30	1,55	0,90
75	0,65	1,30	1,30	1,35	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,85	1,45	1,30	1,55	0,85
80	0,60	1,30	1,30	1,30	0,65	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80	1,40	1,30	1,55	0,80
85	0,60	1,30	1,20	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,75	1,35	1,30	1,45	0,75
90	0,60	1,20	1,15	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,70	1,35	1,30	1,45	0,65

dos pilares em 25 cm, enquanto as alturas das seções transversais foram sendo reduzidas de forma iterativa. O objetivo foi encontrar a seção otimizada de cada pilar, ou seja, a menor altura possível para o f_{ck} analisado. A estrutura passou por um processamento global a cada iteração e, posteriormente, foram feitas análises dos parâmetros de estabilidade global, deslocabilidade horizontal de topo e entre pisos do edifício e também análise individualizada dos efeitos locais de segunda ordem pelo método do pilar-padrão acoplado aos diagramas N, M, 1/r, utilizando a ferramenta CAD/Pilar.

3.1 Seções otimizadas

Considerando as solicitações e devidas combinações de esforços para cada pilar, assim como sua envoltória de momentos resistentes e, além disso, analisando o comportamento estrutural do edifício

através dos parâmetros de estabilidade global e da deslocabilidade horizontal de topo e entre pisos, pode-se encontrar as alturas mínimas (da seção transversal) de cada pilar. Vale lembrar que a base dos pilares foi fixada em 25 cm, posto que, segundo a ABNT NBR 6118:2014 [7], a dimensão mínima para pilares e pilares-parede é de 19 cm, admitindo ainda dimensões entre 19 cm e 14 cm somente em casos especiais, portanto, a redução seria irrisória.

A Tabela 4 retrata as alturas mínimas de cada pilar para cada f_{ck} analisado.

Recordando o que foi dito anteriormente, os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e pertencem ao grupo de elementos estruturais que tiveram suas dimensões fixadas, juntamente com as vigas e as lajes (maciças e nervuradas).

O gráfico da Figura 6 ilustra a variação das alturas das seções transversais dos pilares mostrados na Tabela 4.

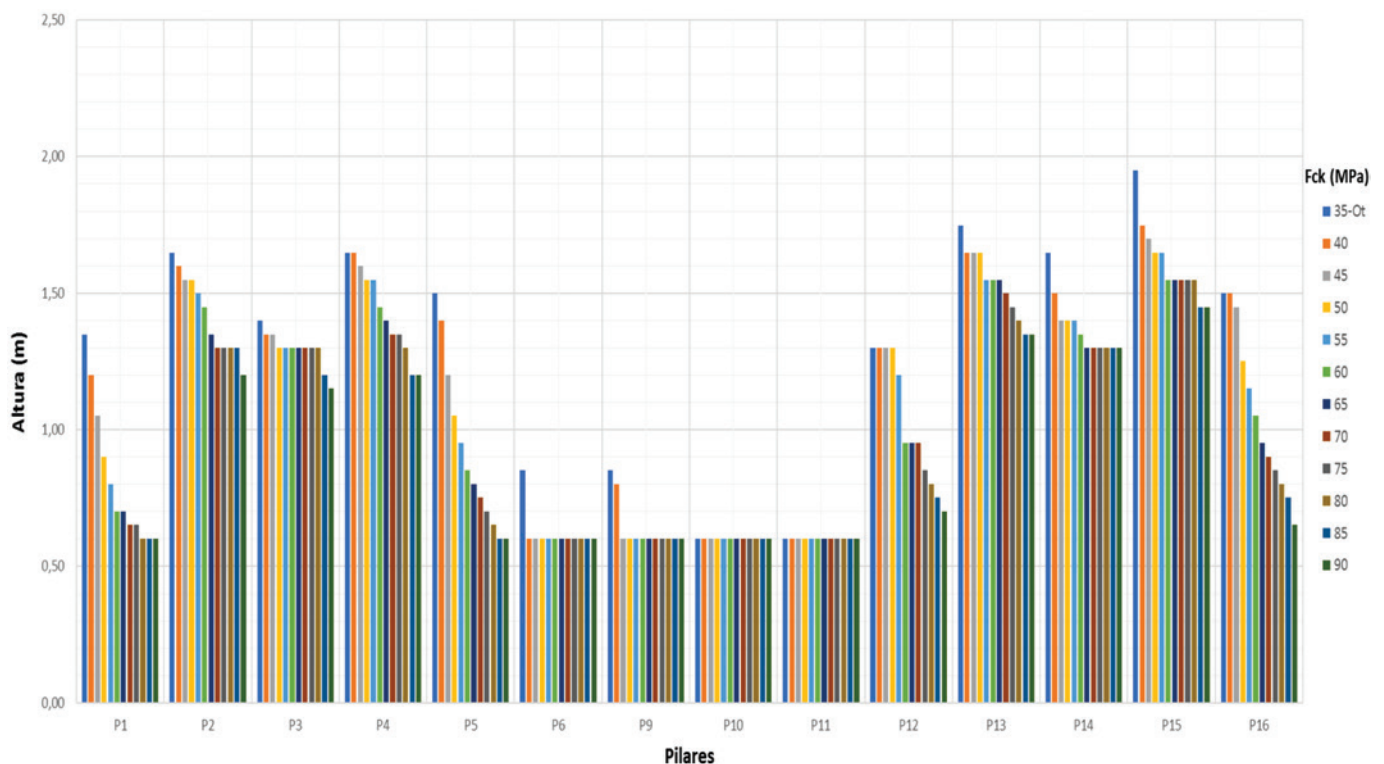
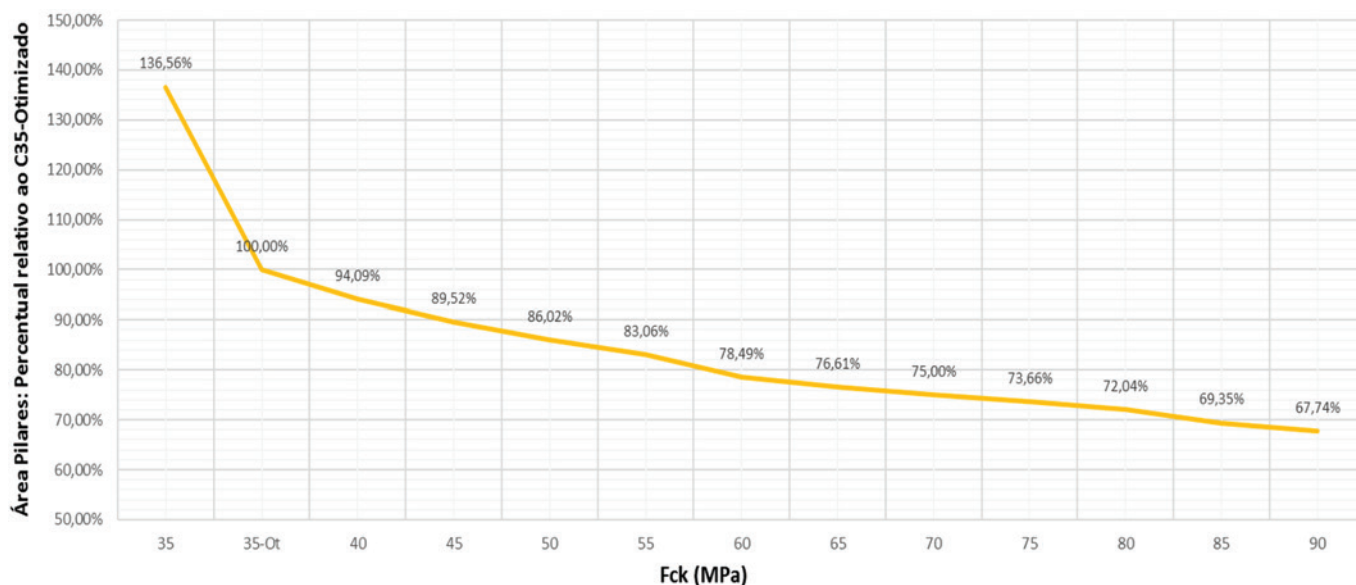


Figura 6
Variação das alturas das seções transversais dos pilares

**Figura 7**

Varição da área total dos pilares

Para demonstrar o quanto a redução foi significativa, fez-se um estudo de área total dos pilares para cada f_{ck} , conforme a Figura 7. Com o gráfico da Figura 7, é possível notar a gradativa redução de área total dos pilares, chegando a atingir uma redução de 32,26% de área total de pilares na comparação entre o C90 e o C35-Otimizado.

3.2 Deformabilidade horizontal

À medida que os pilares tiveram redução de área, consequentemente o edifício altera seu comportamento estrutural, ficando mais suscetível aos deslocamentos horizontais. Logo, analisaram-se os deslocamentos horizontais no topo e entre pisos do edifício, considerando o item 13.3 – Deslocamentos limites da ABNT NBR 6118:2014 [7], que fixa o limite de $H/1700$ para o topo do edifício e

$H_i/850$ entre pavimentos (em que H é a altura total do edifício e H_i é a altura entre pavimentos). Portanto, para o edifício em questão, $H = 61,75$ m e $H_i = 3,15$ m (considerando a menor altura entre pavimentos, pois resultará no menor deslocamento), temos como limites:

$H/1700 = 3,63$ cm e $H_i/850 = 0,37$ cm;

Estes limites de deslocamentos foram considerados como limitantes para a otimização estrutural efetuada, visando a segurança do edifício como um todo. Vale ressaltar que, para os pilares em C90, o limitante da otimização das seções foi a deslocabilidade horizontal de topo do edifício, chegando em seu valor máximo de 3,63 cm, conforme mostrado na Tabela 5.

Sendo assim, a variação dos deslocamentos horizontais é mostrada na Tabela 5 e na Figura 8.

Pode-se observar que os deslocamentos horizontais, tanto de

Tabela 5

Deslocamento horizontal no topo e entre pisos do edifício

f_{ck} (MPa)	Deslocamento horizontal (cm)		Percentual relativo ao C35 - Ot	
	Topo do edifício	Entre pavimentos	Topo do edifício	Entre pavimentos
35	2,10	0,13	67,31%	68,42%
35-Ot	3,12	0,19	100,00%	100,00%
40	3,34	0,21	107,05%	110,53%
45	3,39	0,21	108,65%	110,53%
50	3,38	0,21	108,33%	110,53%
55	3,42	0,21	109,62%	110,53%
60	3,51	0,21	112,50%	110,53%
65	3,51	0,21	112,50%	110,53%
70	3,51	0,21	112,50%	110,53%
75	3,52	0,21	112,82%	110,53%
80	3,55	0,22	113,78%	115,79%
85	3,59	0,22	115,06%	115,79%
90	3,63	0,22	116,35%	115,79%

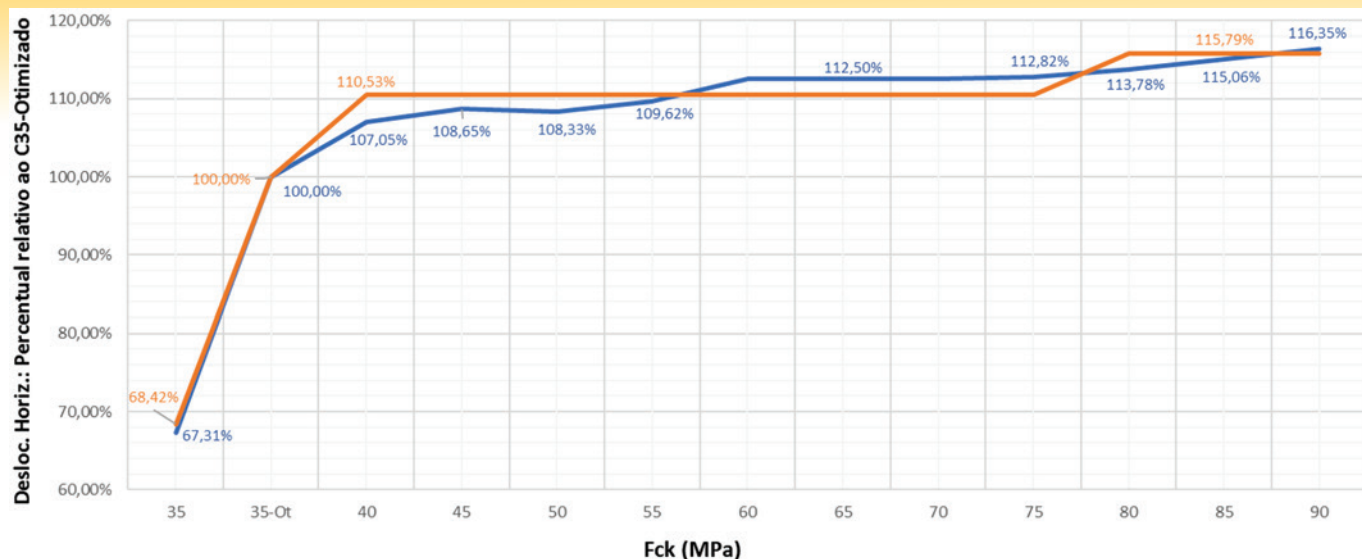


Figura 8
Variação dos deslocamentos horizontais

topo quanto entre pavimentos, tendem a aumentar conforme aumenta-se a resistência à compressão e, conseqüentemente, reduz-se a área dos pilares. Comparando os valores obtidos para o C35-Otimizado e o C90, tem-se acréscimos de deslocamentos horizontais superiores em mais de 15%.

3.3 Parâmetros de estabilidade global

O programa CAD/TQS verifica a estabilidade global da estrutura através dos parâmetros convencionais, α e γ_z .

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} \tag{1}$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{tot,d}}} \tag{2}$$

Desta forma, foi feita uma análise dos parâmetros de estabilidade global para analisar os efeitos de segunda ordem globais. De acordo com a Equação 2, que descreve o cálculo do γ_z , pode-se notar que o fator $M_{1,tot,d}$ é constante, visto que este representa a soma dos momentos de todas as forças horizontais (no caso deste estudo, há somente as forças oriundas dos ventos) em relação à base da estrutura. Portanto, o único valor variável da referida equação é o $\Delta M_{tot,d}$, que é a soma dos produtos de todas as forças

verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem. Logo, com a otimização dos pilares, os pesos próprios destes diminuíram, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, conseqüentemente, os momentos de segunda ordem, fazendo com que os parâmetros γ_z tornem-se menores, conforme mostrado na Figura 9. O mesmo ocorre com o coeficiente α , pois é influenciado pelo peso próprio e pela redução da rigidez.

A redução dos valores dos parâmetros de estabilidade γ_z e α apresentados na Figura 9 torna-se intrigante, visto que os deslocamentos horizontais do edifício sofreram acréscimo com o processo de otimização das seções dos pilares. Para demonstrar esse comportamento dos parâmetros de estabilidade global, tomou-se como exemplo o cálculo de γ_z e α para os f_{ck} com valores de 35MPa e 90MPa, conforme apresentado na Tabela 6.

Observa-se na Tabela 6 que, para o cálculo do γ_z , o aumento dos deslocamentos horizontais com a redução das seções dos pilares não foi suficiente para promover um aumento no valor de $\Delta M_{tot,d}$, ocorrendo de fato uma redução desse valor, o que confirma que a redução das forças verticais foi preponderante para a diminuição do parâmetro γ_z . Da mesma forma, para o cálculo do α , a diminuição da rigidez ($E_{cs} I_c$) com a redução das seções dos pilares não predominou sobre a redução das forças verticais (N_k), reafirmando que a redução das forças verticais foi preponderante para a diminuição do α .

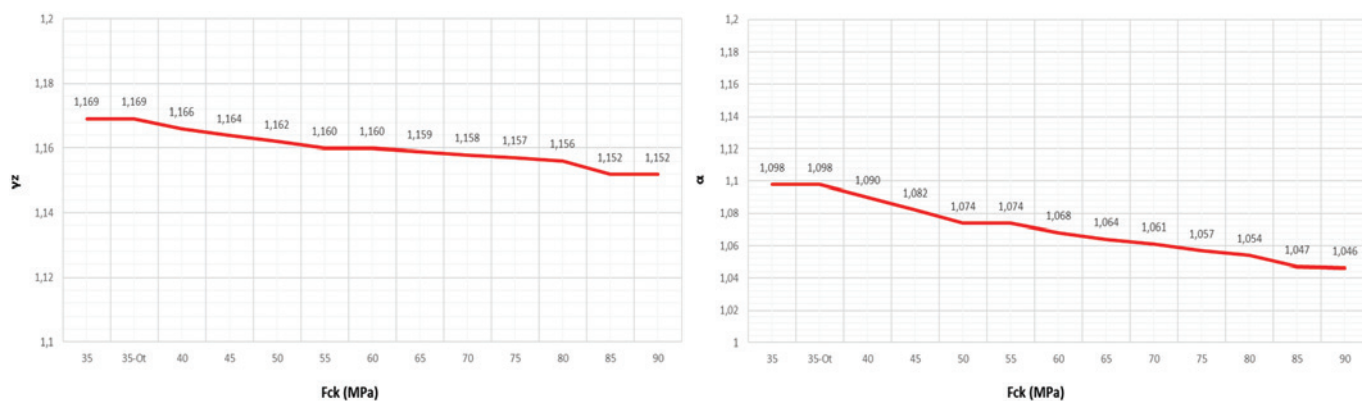


Figura 9
Variação do parâmetro γ_z e coeficiente α em relação ao f_{ck}

Tabela 6Exemplo de cálculo dos parâmetros γ_z e α

Pilares com - $f_{ck} = 35$ MPa		Pilares com - $f_{ck} = 90$ MPa	
$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{550,66}{3809}} = 1,169$		$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{502,58}{3809}} = 1,152$	
$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} = 61,75 \sqrt{\frac{294,5}{(931351,15)}} = 1,098$		$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} = 61,75 \sqrt{\frac{212,5}{(740862,30)}} = 1,046$	

Tabela 7

Custos unitários de concreto

Custos unitários		
f_{ck} (MPa)	R\$/m ³	Referência
35	302,44	CPOS
40	352,40	CPOS
45	375,00	Orçamentos
50	387,70	SINAPI
55	450,00	Orçamentos
60	497,85	SINAPI
65	535,00	Orçamentos
70	590,00	Orçamentos
75	640,00	Orçamentos
80	687,30	SINAPI
85	715,00	Orçamentos
90	750,00	Orçamentos

Tabela 8

Custos unitários de aço

Custos unitários	
Φ (mm)	R\$/kg
4.2	5,70
5.0	5,15
6.3	7,21
8.0	7,14
10.0	5,82
12.5	4,73
16.0	3,45
20.0	3,18
25.0	3,58

Tabela 9

Custos totais

f_{ck} (MPa)	Concreto	Aço	Fôrmas	Total	Redução relativa ao C35-Ot
35	R\$ 751.563,40	R\$ 1.176.605,33	R\$ 713.619,81	R\$ 2.641.788,54	100,28%
35 - Ot	R\$ 726.339,90	R\$ 1.241.050,71	R\$ 666.934,53	R\$ 2.634.325,15	100,00%
40	R\$ 734.649,12	R\$ 1.203.952,42	R\$ 659.628,91	R\$ 2.598.230,44	98,63%
45	R\$ 736.289,28	R\$ 1.199.036,95	R\$ 654.077,50	R\$ 2.589.403,72	98,29%
50	R\$ 736.261,92	R\$ 1.173.733,18	R\$ 649.883,26	R\$ 2.559.878,36	97,17%
55	R\$ 747.247,61	R\$ 1.232.150,18	R\$ 646.432,57	R\$ 2.625.830,36	99,68%
60	R\$ 752.376,62	R\$ 1.223.884,80	R\$ 640.996,67	R\$ 2.617.258,09	99,35%
65	R\$ 757.632,14	R\$ 1.218.920,70	R\$ 638.701,03	R\$ 2.615.253,86	99,28%
70	R\$ 766.399,95	R\$ 1.220.299,07	R\$ 636.816,87	R\$ 2.623.515,88	99,59%
75	R\$ 774.226,41	R\$ 1.216.568,47	R\$ 635.250,34	R\$ 2.626.045,22	99,69%
80	R\$ 780.711,55	R\$ 1.212.730,96	R\$ 633.366,18	R\$ 2.626.808,69	99,71%
85	R\$ 781.228,29	R\$ 1.206.299,87	R\$ 630.225,92	R\$ 2.617.754,08	99,37%
90	R\$ 784.650,20	R\$ 1.199.537,40	R\$ 628.240,69	R\$ 2.612.428,29	99,17%

Portanto, a variação do parâmetro γ_z foi de menos de 2% entre a máxima e a mínima resistência considerada neste estudo, assim como a variação do coeficiente α foi de menos de 5%, conforme mostrado nos gráficos da Figura 9.

3.4 Quantitativos e custos

Nesta análise, foram calculados os valores totais dos quantitativos e custos para concreto, aço e fôrmas, para se determinar a variação dos custos de materiais da estrutura, visto que o intuito do estudo é variar a resistência característica à compressão (f_{ck}) somente dos pilares, de forma concomitante às otimizações das seções transversais destes elementos.

Para esta análise, foram utilizadas planilhas referenciais de custos, como por exemplo a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (Composições – janeiro/2017) e o boletim do referencial de custos da Companhia Paulista de Obras e Serviços (CPOS), além de cotações de mercado.

Os custos unitários de volumes de concreto, Tabela 7, foram obtidos através da SINAPI, boletim CPOS e cotações de mercado. Por sua vez, os custos unitários de aço, em seus respectivos diâmetros, Tabela 8, foram obtidos somente na tabela SINAPI.

O custo unitário de fôrmas de madeira, também extraído da tabela SINAPI, foi de R\$ 72,19/m².

Considerando os custos de cada um dos materiais citados, fez-se uma análise dos custos da estrutura referentes aos materiais, com o propósito de avaliar o impacto financeiro causado pelas otimizações efetuadas nos pilares. A Tabela 9 e a Figura 10 expõem tais resultados.

Nota-se que houve reduções nos custos totais com relação ao $f_{ck} = 35$ MPa otimizado para as resistências superiores a esta, atingindo pouco menos de 3% para o $f_{ck} = 50$ MPa e uma média total de aproximadamente 1% para as demais resistências.

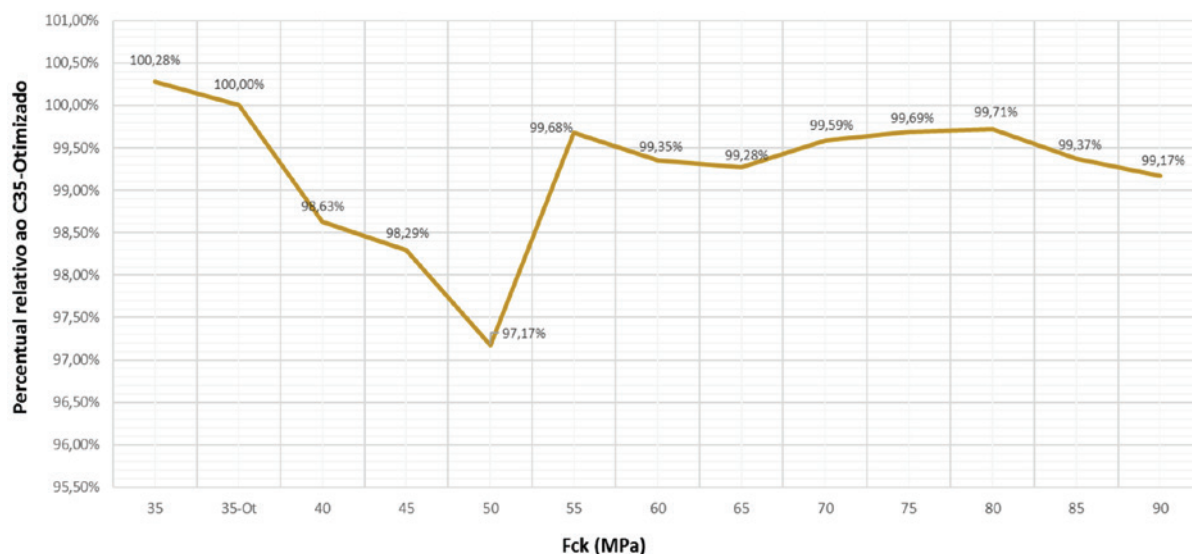


Figura 10
Variação dos custos da estrutura referente aos materiais

Tais resultados comprovam que, apesar dos custos unitários dos concretos de alta resistência serem consideravelmente superiores (Tabela 7), quando analisados de forma global juntamente com os custos de aço e fôrmas (madeira), esse aumento é absorvido pela economia com o volume de concreto e dos demais materiais.

4. Conclusões

Com a aplicação de concretos mais resistentes em pilares e tirando proveito desta propriedade do concreto no dimensionamento da estrutura, foi possível obter reduções consideráveis nas áreas totais dos pilares conforme aumentou-se a resistência característica à compressão do concreto, atingindo uma redução de 32,26% na comparação entre o C90 e o C35-Otimizado. Tal feito é de grande relevância, pois esse ganho em área reflete em um melhor aproveitamento do espaço construtivo, como aumento de vagas de garagens e áreas úteis.

A análise dos custos da estrutura referente aos materiais mostrou que é possível reduzir custos da ordem de 3% para o concreto com $f_{ck} = 50$ MPa e uma média total de aproximadamente 1% para as demais resistências, ou seja, as economias com o volume de concreto e dos demais materiais absorvem os custos mais elevados com concretos de resistências maiores.

Os dimensionamentos do edifício para todas as classes de resistência mantiveram-se a favor da segurança, segundo a ABNT NBR 6118:2014 [7]. Destaca-se que o limitante para o dimensionamento do edifício em C90 foi o deslocamento horizontal, atingindo o valor de $H/1700$ (nesse caso, 3,63 cm), recomendado em norma. Com relação aos parâmetros de estabilidade global, houve redução da ordem de 5% para o coeficiente α e de 2% para o parâmetro γ_2 . Pode-se justificar essa redução dos parâmetros de estabilidade global, pois com a otimização das seções dos pilares, houve redução no peso próprio destes elementos, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, conseqüentemente, os momentos de segunda ordem.

Com relação à execução, a concretagem de pavimentos onde as vigas e lajes tem concreto com f_{ck} diferente dos pilares deve se dar da seguinte maneira: primeiro, as regiões dos pilares devem ser concretadas com concreto de f_{ck} previsto em projeto para os pilares, de maneira que este concreto preencha parte da viga e laje formando uma superfície inclinada de aproximadamente 45° entre o fundo da viga e o topo do pilar. Em seguida, serão concretadas as vigas e lajes com o concreto de f_{ck} previsto em projeto para as vigas e lajes.

Vale destacar ainda que todas as vantagens obtidas nesse estudo e supracitadas são amparadas pelo uso de um material com maior durabilidade e vida útil, além de outras condicionantes que o concreto de alta resistência proporciona com relação aos concretos convencionais.

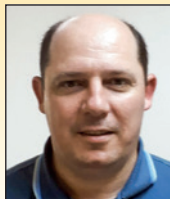
5. Referências bibliográficas

- [1] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 3ª edição, IBRACON, São Paulo, SP, 2008.
- [2] TORRICO, F. A. Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade. 345f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2010.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, ACI 441R-96: High-strength concrete columns: State-of-the-Art, ACI Structural Journal, Report, Vol 94, No. 3, pp. 323-335, 1997.
- [4] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 1ª ed. São Paulo, SP. Ed. Pini, 1994.
- [5] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code. Thomas Telford Services Ltda., July 1993.
- [6] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, ACI 363R-92: State-of-the-art Report on high-strength concrete, American Concrete Institute, Detroit, MI, September 1992, 55 pp.

- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 2014.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, RJ, 2015.
- [9] VANDERLEI, R. D. Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta. 183f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.
- [10] CALDARONE, M. A. High-strength concrete - A practical guide. New York: New York, Editora Taylor & Francis, 2009.
- [11] PRADO, R. C. M. F. Comportamento estrutural de pilares curtos em concreto de alta resistência. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2001.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

Assessment of concrete anisotropy by means of compression and indirect tensile tests

Avaliação da anisotropia do concreto utilizando ensaios de compressão e tração indireta



L. E. KOSTESKI ^a
luiskosteski@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5168-6909>

E. MARANGON ^a
ederlimarangon@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-0812-8095>

J. D. RIERA ^b
jorge.riera@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0002-4902-237X>

Abstract

In reinforced concrete structural analysis and design it is normally assumed that the material is globally isotropic and homogeneous. Local departures from this model generally exert a minor influence on observed response and are therefore disregarded. There is overwhelming evidence, however, that in normal concrete there is some degree of meso-scale orthotropic behavior, which results from gravitational effects during concrete casting and hardening. In the present paper, results of compression tests, as well as indirect tensile tests using cylindrical samples, are reported. These tests confirm that both the unconfined compressive strength as well as the indirect tensile strength determined on cylindrical samples are perceptibly influenced by the angle between the sample axis and the vertical orientation during casting. It was determined that the ratio between the unconfined compressive strength of a C50 concrete mix measured in cylindrical samples cast in horizontal position and the strength of samples cast in vertical position is on average 0.85. Similarly, the tensile strength of concrete in the vertical direction is, on average, also about 15% smaller than the strength determined employing standard laboratory tests.

Keywords: concrete anisotropy, compressive strength, brazilian test, nonhomogeneous quasi-fragile materials, fracture.

Resumo

Na análise e projeto estrutural de concreto armado, normalmente se assume que o material é isotrópico e homogêneo. As características pontuais das estruturas, geralmente exercem pouca influência no comportamento das mesmas, portanto normalmente são desconsideradas. No entanto, existem muitas evidências de que, na mesoescala, o concreto convencional apresenta algum grau de comportamento ortotrópico, que resulta do efeito gravitacional durante o lançamento e endurecimento do concreto. No presente trabalho são apresentados os resultados de ensaios de compressão axial e de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos. Os resultados destes ensaios confirmam que ambas, as resistências à compressão axial e à tração indireta, são perceptivelmente influenciadas pelo ângulo entre o eixo do corpo de prova e a direção de lançamento do concreto. Foi observado que a relação entre a resistência à compressão axial de um concreto de classe C50 obtida em cilindros moldados na posição horizontal e moldados na posição vertical é, em média, 0,85. Da mesma forma, a resistência à tração do concreto na direção vertical é, em média, cerca de 15% menor do que a resistência determinada empregando testes laboratoriais padrão.

Palavras-chave: anisotropia do concreto, resistência à compressão, ensaio brasileiro, materiais quase frágeis não homogêneos, fratura.

^a Federal University of Pampa, Alegrete, RS, Brazil;

^b Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brazil.

1. Introduction

In predictions of both static and dynamic response of concrete and reinforced concrete structures, the assumption of global isotropic material behavior is usually accepted. In fact, although there is considerable uncertainty concerning its validity after extensive fracture occurs, concrete isotropy is a standard assumption in structural analysis and design. It is widely recognized, however, that the in situ compressive strength of drilled concrete cores in the direction normal to the direction of casting is slightly smaller than the strength in the vertical direction. However, in spite of the evidence that in normal concrete there is some degree of meso-scale orthotropic behavior, in reinforced concrete structural analysis and design it is usually assumed that the material is globally isotropic and homogeneous. Local departures from this model generally exert a small influence on observed response and are therefore disregarded. This anisotropic behavior may nevertheless affect structural response predictions in some special situations, as discussed by Riera et al.¹ in connection with applications of the Lattice Discrete Element Method (LDEM). The effect may also be relevant in some experimental studies concerned with the strength of concrete walls subjected to punching loads (impact), which is influenced by the tensile strength in the direction normal to the wall middle surface. Although the latter are in a vertical position, for construction convenience the concrete plates are cast in horizontal position.

Evidence concerning the anisotropy of concrete in relation to the direction of casting has been repeatedly observed in the last half century, but remains curiously unrecognized. Hughes and Ash², for example, report large differences between both the concrete strength, measured both under uniaxial tension and compression, in vertical and horizontal directions. Ozyildirim and Carino³ recently observed that weak interfacial regions occur more frequently under coarse aggregate particles, due to bleeding and other causes. As a consequence, in normal concrete horizontal initial fractures - not produced by load applications - may be expected to be more numerous than fractures in other orientations, resulting in a smaller compressive strength in the orientation parallel to the predominant orientation of the cracks, that is, the horizontal plane, than the compressive strength in the vertical direction^{4,5}. This fact has been widely verified in pavement and highway construction: AAS-HTO T24⁶ instructions clearly state that the strength of cores drilled in directions parallel to a horizontal plane tends to be lower than the strength of cores drilled in the vertical direction. The previous considerations lead to two important conclusions: first, horizontal cracks tend to close under vertical compression and therefore their presence should not influence either experimental determinations of the (vertical) unconfined compressive strength. On the other hand, these horizontal cracks should cause a reduction of the influence of confining stresses on the vertical strength, in relation to the effect that might be expected in an isotropic material.

Since the consideration of this factor may be important in some structural problems, the authors previously additional experimental studies in order to quantify, by means of compression tests of cubic laboratory samples, the degree of anisotropy that may be expected in concrete structures⁷. Those initial studies suggested that the effect may result in errors as high as 10% in the estimated carrying capacity of concrete elements and were expanded in the present

contribution, in which results of compression tests, as well as indirect tensile tests using cylindrical samples, are reported. These tests confirm that both the unconfined compressive strength as well as the indirect tensile strength determined on cylindrical samples are perceptibly influenced by the angle between the sample axis and the vertical orientation during casting.

In connection with compression tests on cubic samples, the results of Kostas et al.⁷ lead to evidence concerning the fact that the strength measured in the direction of casting, exceeds the strength measured in a direction orthogonal to the direction of casting, coincident with extensive results reported by Yi et al.⁸. These authors, who continued earlier studies of Kim and Eo⁹, were concerned mainly with size and shape effects of samples used in different codes to assess f_c' , the compressive strength of concrete measured in standard cylindrical samples and somehow overlooked the fact that concrete always presents a perceptible degree of anisotropy, not only testing samples.

The effect was simulated with encouraging results by Riera et al.¹, by reducing the specific fracture energy G_f of DEM elements oriented in the vertical direction, which confirms the need to collect additional experimental evidence on the subject, in order to reliably quantify the degree of anisotropy in conventional concrete.

Furthermore, there is ample evidence that the strength, modes of failure and the permeability of concrete, are significantly influenced by interfaces between the cement paste and the aggregates, mainly with coarse aggregates^{10,11}. The order hand, there are lack of understanding about these phenomenon, interfaces, and a very little attempts have been made to characterize the mechanical properties of this zone.

2. Preparation of cylindrical samples

As previously noted, the available evidence on the meso-scale anisotropic behavior of concrete is based mainly on tests of concrete cores retired from built structures. The authors are not aware of laboratory investigations designed to examine this effect before the pilot study described by Kostas et al.⁷, in which two conventional concrete mixes, designated as materials C30 and C50, were employed in the preparation of the samples. The compositions of both concretes are indicated in Table 1. Brazilian Portland Cement type CP V-ARI was used in all samples. The sand, extracted from the Ibicuí River (RS, Brazil), had particles with high quartz content in the range between 0.15mm and 4.8mm and fineness modulus 1.38, while the coarse aggregate was of basaltic origin with a

Table 1
Composition of mixes employed in the study

Material	C30	C50
Portland cement [kg/m ³]	319.1	454.1
Sand [kg/m ³]	820.2	921.2
Coarse aggregate with $d_{max}=19\text{mm}$ [kg/m ³]	1113.7	1049.0
Water [kg/m ³]	217.0	199.8
Superplastifier [kg/m ³]	-	1.09
Specific mass [kg/m ³]	2444.6	2470.1
Slump [cm]	140	110

maximum size of 19mm. Polycarboxilate based superplastifier with 30% solids content was added to the C50 concrete mix. The water/cement ratio was 0.44 for the C50 concrete. The concrete was prepared in an inclined axis mixer at the Civil Engineering Laboratories, UNIPAMPA (Alegrete Campus), Brazil. Results for concrete samples reported in this paper were prepared with C50 mix only. The concrete consistency, measured with Abrams cone, was 60 mm. The compaction concrete was made through the use of the bar of Abrams' cone kit. Two concrete layers were made and were applied kicks on each layer until a slightly regularized surface. In PVC tubes the compaction was made though rectangular openings located on the upper sides of the tubes, using the same equipment, bar of Abrams.

It is important to note that in the experiments reported in this paper, Brazilian Portland Cement type CP V was used because the cement used in the previous study⁷, namely Cement type CP V-ARI, was not available at the time of samples preparation.

Preparation of the cylindrical samples posed a new problem: whether the vertical axis might be rotated after or before concrete casting. It was decided that to more closely reproduce the behavior observed in the field, the vertical axis should not be altered during

casting and curing, which led to the need to cast the concrete mix in cylindrical molds lying horizontally on a laboratory, as shown in Figure 1. Thus, a second set of ten (100 mm diameter × 200 mm height) samples were prepared to determine the strength in horizontal direction, as shown in Figure 1.

For this purpose, the samples were molded in two segments of a PVC tube, approximately 1.15m long, from which five 200mm long samples were cut after 28 days by means of a circular saw. The concrete mix was poured through rectangular openings located on the upper sides of the tubes, as shown in the Figure 1. 24 hours after casting, the reference samples were removed from the molds and placed until testing in a humid chamber with controlled humidity and temperature. The two PVC tube segments had their end covers removed and remained covered during 7 days with a permanently soaked cloth. Afterwards, the tubes were transferred to the humid chamber. After 28 days the samples were cut to their final 200mm length. The circular saw used for that purpose, as well as the ten samples before removing the molds, are shown in Figure 2. The diameter of these samples was 98.5mm.

The samples, before submitted to compression testes, were rectified to regularize its surface.

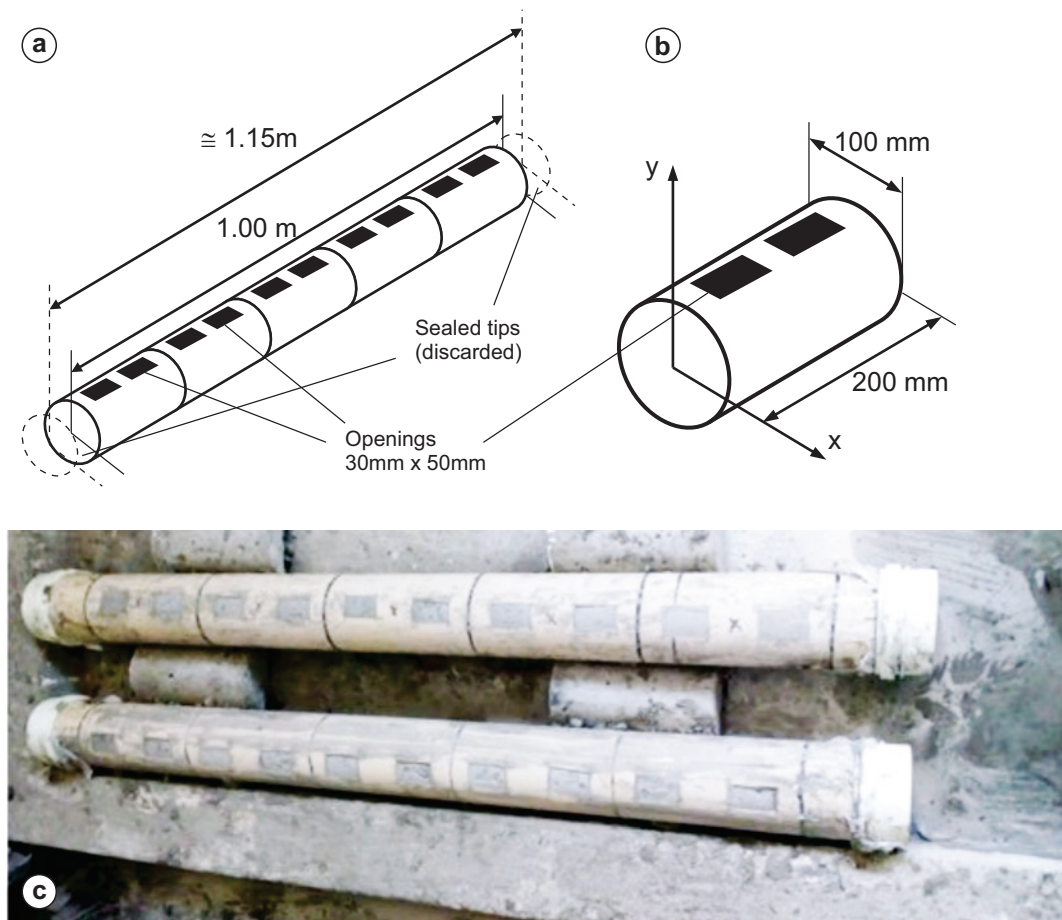


Figure 1
 (a) Sketch of PVC pipe employed as mold of the cylindrical horizontal samples, (b) Approximate final dimensions of the test samples, (c) view of the molds after casting

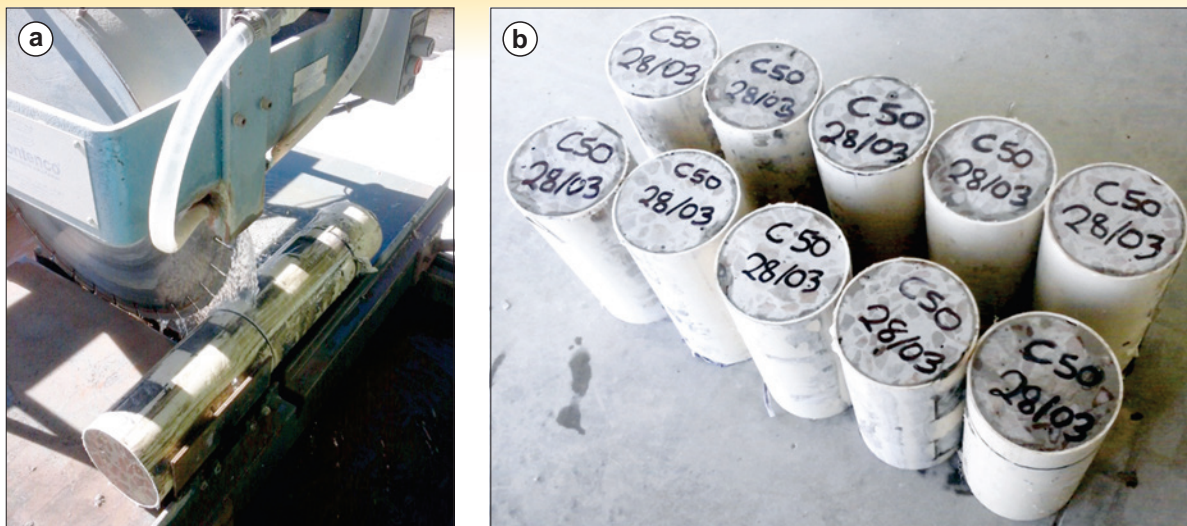


Figure 2
 (a) Circular saw, (b) Samples cast with cylinder axes in horizontal position

3. Results and discussions

This section contains the experimental results of compression and indirect tensile tests for both the standard reference samples, as well as the corresponding strengths measured in horizontally cast specimens.

3.1 Compression tests

The samples cast in the standard forms were tested first under unconfined compression. Both the observed compressive strength as well as the failure modes of the reference samples confirm the expected response, as illustrated by Figures 3.

The compressive strengths measured in standard cylindrical samples are indicated in Table 2. Figure 4 shows the stress vs. strain graphs for the five tested samples. On the other hand, one of the samples cast in horizontally placed cylinders (as shown in Figure 1 and 2), identified as sample S3, reached a

compressive strength of 51,39 MPa. The rest of the samples were considered with fabrication defects – the mean strength of the five samples was only 38.78 MPa – and hence individual results were not reported herein. The rupture configurations of samples cast in horizontal position

Table 2
 Compressive strength measured in conventional samples

Reference samples	Compressive strength [MPa]	Mean strength [MPa]	Standard deviation	CV
S1	65.09	64.04	1.59	2.48%
S2	65.48			
S3	61.91			
S4	62.80			
S5	64.94			

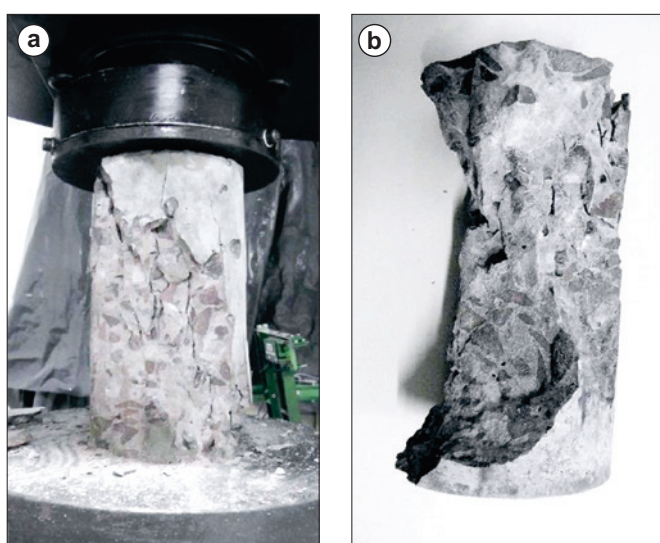


Figure 3
 (a) Sample in testing machine showing failure mode, (b) Another sample

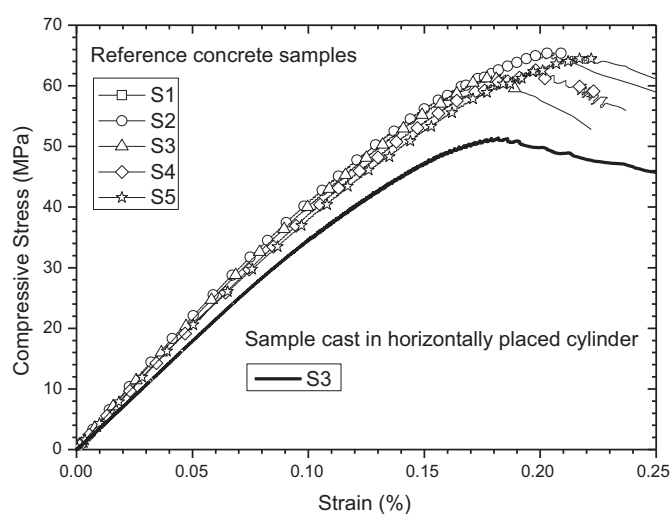


Figure 4
 Stress vs. strain plots for the reference concrete samples and sample S3, cast in horizontally placed cylinder

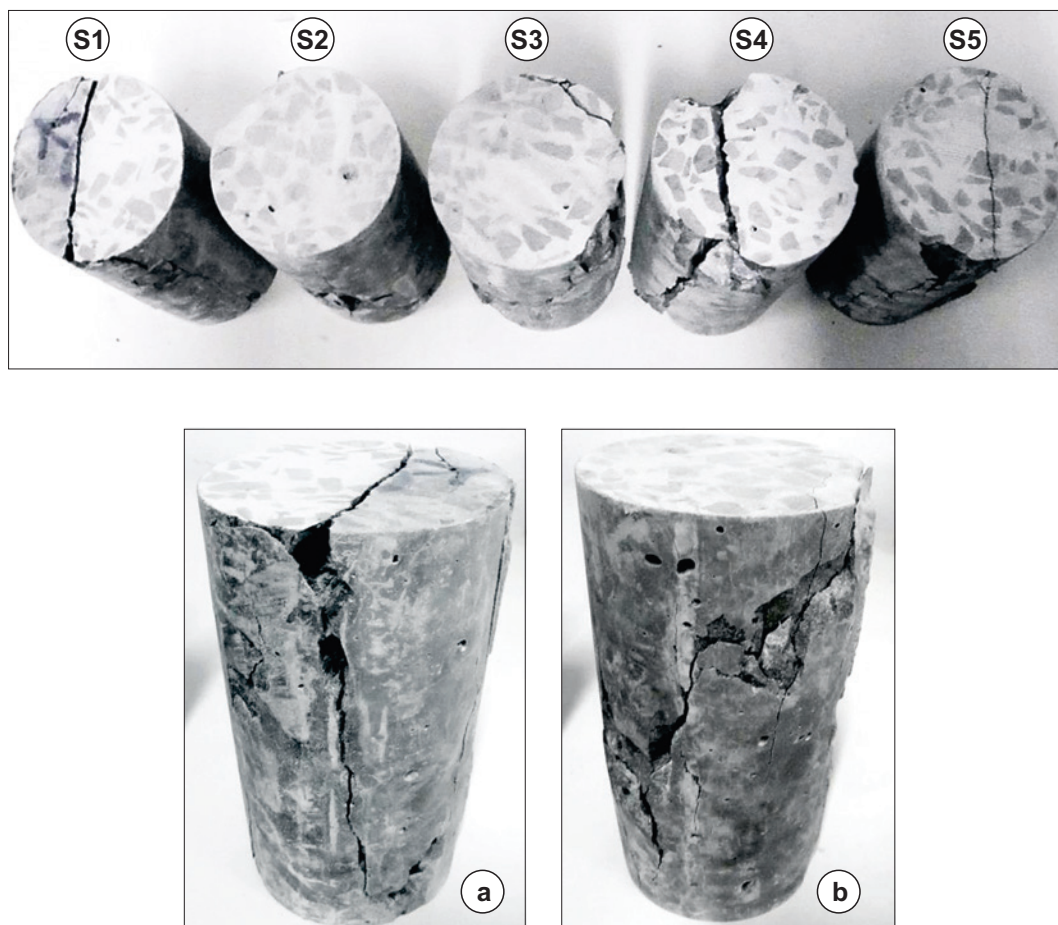


Figure 5
View of failure configurations of samples cast in horizontal position: (above) top view of all samples, (below) (a) Sample S1, (b) Sample S2

are shown in Figure 5. It may be seen that failure often occurs due to low tensile strength normal to a vertical plane in the central portion of the cylinder, thus reducing the influence of friction at the end plattens.

The strength of sample S3 is roughly 20% smaller than the mean strength measured in conventional tests, result that suggests a strength reduction larger than that observed in cubic samples by Kostas et al.⁷, but still within the expected range.

Table 3
Indirect tensile strengths measured in reference conventional tests

Reference samples	Indirect tensile strength [MPa]	Mean strength [MPa]	Standard deviation	CV
S1	4.35	5.46	0.92	16.92%
S2	5.78			
S3	6.51			
S4	4.64			
S5	6.03			

3.2 Indirect tensile failure by diametral compression

The remaining five samples were tested under diagonal compression (Brazilian test), with the results presented in Table 3, which shows the indirect tensile strength measured in the reference conventional tests, while Table 4 presents the tests results for samples cast in PVC tubes with the axis in horizontal position.

Table 4
Indirect tensile strengths measured in samples cast in horizontal PVC tubes

Samples cast in horizontal position	Indirect tensile strength [MPa]	Mean strength [MPa]	Standard deviation	CV
S1	5.49	4.60	0.61	13.29%
S2	4.89			
S3	3.89			
S4	4.29			
S5	4.45			

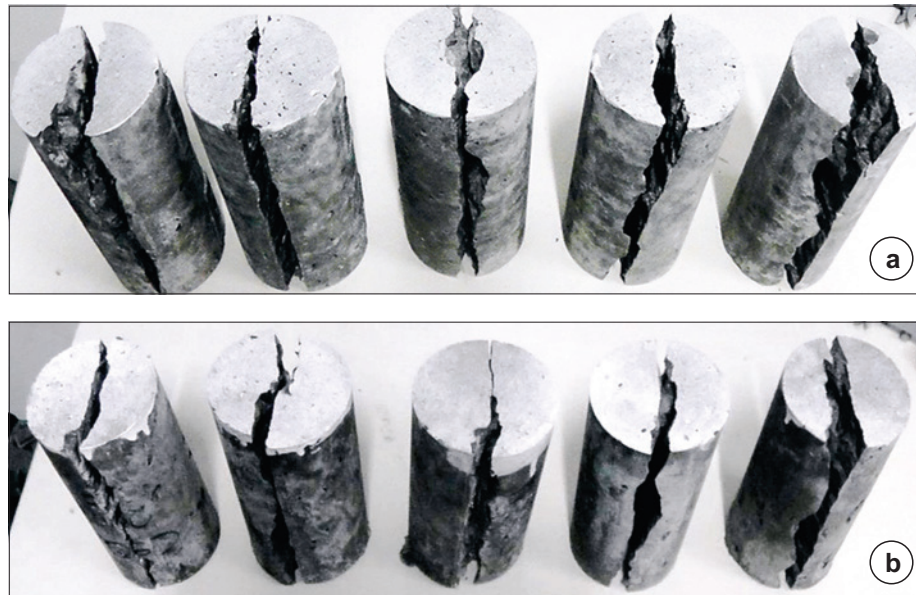


Figure 6
Failure modes of cylinders tested in diametral compression, (a) reference tests, (b) samples cast in horizontal position (see Figure 1)

Table 5
Compressive strength measured in additional conventional tests with standard samples

Reference samples	Compressive strength [MPa]	Mean strength [MPa]	Standard deviation [MPa]	CV
S1	65.93	64.93	1.03	1.58%
S2	64.30			
S3	—			
S4	65.67			
S5	63.83			

Differently from the unconfined compression tests, all indirect tensile strength test results are consistent and compatible with available experimental evidence. Moreover, the failure configurations shown in Figure 6, as well as the CVs (shown in Tables 3 and 4) are quite similar in both cases. The reduction of around 15% of the indirect tensile strength is also compatible with experimental and theoretical (numerical) models⁷.

4. Additional tests

Due to the deficiencies observed in the tests for horizontally cast cylinders, a second set of samples was prepared employing the same C50 mix, slightly modified by increasing the amount of superplasticizer (2,95 kg/m³), without changing the other components. The density of the mix, $\gamma=2470$ kg/m³, remained practically unaltered, but the concrete consistency measured with Abrams cone was augmented to 110mm. Five conventional 200mm×100mm samples were cast in steel forms, three additional samples in PVC forms, all of them in the vertical position, to confirm that the rough-

ness of the walls or the cuts of the long concrete cylinder did not exert any perceptible influence on tests results. A second set of five samples was prepared, to determine the strength in horizontal direction, employing the PVC tube shown in Figure 1.

The compressive strengths measured in standard cylindrical samples are listed in Table 5. Figure 7 shows the stress vs. strain curves for four samples. The results for sample S3 were deleted from the set because it was detected an experimental error in this test. The results for the second set of samples are almost identical to those indicated in Table 2.

The samples cast in PVC tubes in the vertical position were next

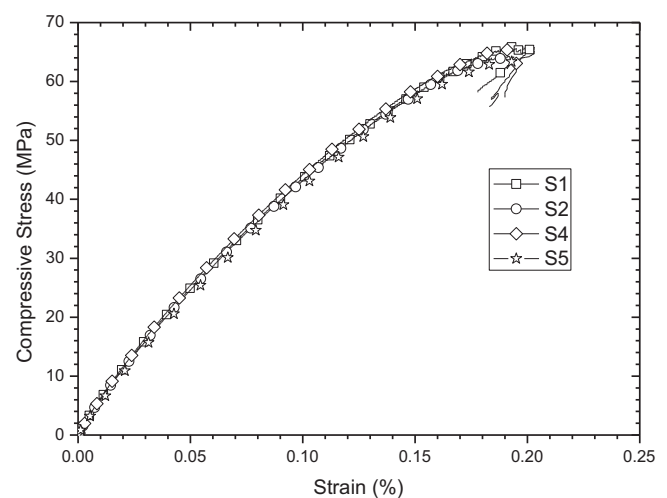


Figure 7
Stress vs. strain plots for the reference concrete samples

Table 6

Compressive strength measured in samples cast in vertical PVC tubes

Reference samples	Compressive strength [MPa]	Mean strength [MPa]	Standard deviation [MPa]	CV
S1*	58.62	61.32	2.65	4.32%
S2	63.92			
S3*	61.42			

* S1 and S3 are the samples located at both ends of the PVC tube.

Table 7

Compressive strength of additional samples cast in horizontal PVC tubes

Reference samples	Compressive strength [MPa]	Mean strength [MPa]	Standard deviation [MPa]	CV
S1*	41.85	40.58	1.82	4.44%
S2*	39.30			
S3	53.29	54.04	0.66	1.21
S4	54.52			
S5	54.30			

* S1 and S2 are the samples located at the ends of the PVC tube

subjected to standard unconfined compression tests with the results presented in Table 6. The corresponding stress-strain curves are shown in grey in Figure 8.

Differences between the results presented in Table 6 (PVC forms) with those shown in Tables 2 and 5 (standard metallic forms) are not statistically significant. In fact, one-way Analysis of Variance test with 0.05 significance level and 0.95 degree of confidence allows rejecting the hypothesis that sample preparation, including the type of form, may have influenced the test results. The mean

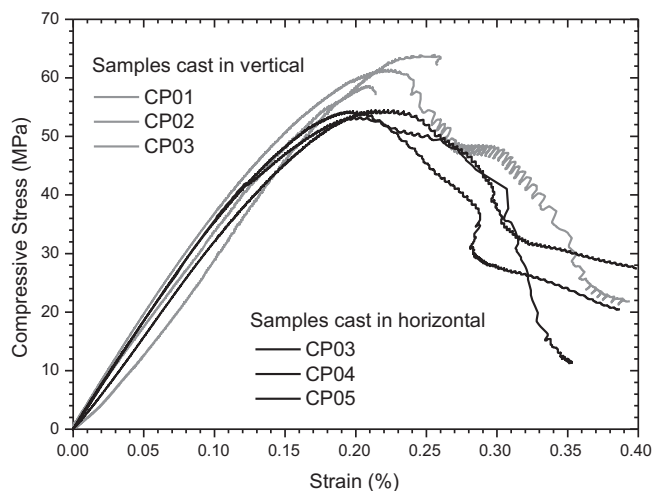


Figure 8

Stress vs. strain plots for additional samples cast in vertical (grey) and horizontal (black) PVC

value of the compressive strength for samples cast in vertical position is then considered equal to the average of the mean values indicated in Tables 5 and 6, that is, 63.38 MPa.

Table 7 lists the compressive strengths of samples cast in PVC tubes in horizontal position, while the corresponding stress vs. strain curves are shown in black in Figure 8.

The assumption that the location of the sample within the tube does not affect the sample strength cannot be accepted: there is a clear reduction of the strength of the samples at both ends of the PVC tube, which may be due to increased difficulties to compact the mix during casting or to other effects. Those samples were thus rejected, while the remaining three samples at the centre of the PVC tube may be admitted to be similar, characterized by a mean



Figure 9

View of failure configurations of additional samples cast in horizontal position

compressive strength equal to 54,04 MPa. The ratio between the compressive strengths of cylinders cast in horizontal and vertical positions results in consequence equal to 0.8525. The result is statistically significant (ANOVA test, 0.05% significance level). Moreover, the ratio between compressive strengths in the horizontal and vertical directions indicated previously is very close to the ratio determined for the tensile strengths (0.8425) determined employing the Brazilian test for samples cast in horizontal and vertical positions, confirming the basic hypothesis concerning concrete failure under different loading conditions.

Figure 9 shows the final rupture configurations of samples cast in horizontal position. The figure shows that in the additional tests, samples located during casting at the center of the tube are characterized by the expected conical failure configurations, while samples at the ends of the PVC tube exhibit vertical fractures, i.e. a column like failure. The last configurations are similar to the failure modes shown in Figure 5 for the first set of samples, suggesting deficient concrete compaction in those samples or the presence of unusually large initial fractures.

Another relevant issue in the additional tests is that the samples cast in vertical position showed a more abrupt or explosive failure. On the other hand, when horizontally cast samples were tested, rupture was softer. This behavior may be due to less unstable crack propagation, due to the existing cracks (created on the concrete curing process around the grains) and their coalescence, caused mainly by the propagation of secondary cracks that arise at the tips of the preexisting cracks. Finally, Figure 9 shows evidence of an inter-granular rupture (S1 e S2), which is attributed at the cleavage that follows the joints of the grains, produced by the incompatibility of deformation between Portland cement paste and the adjacent sand/stone grains, or because those regions present stress concentrations. The samples with a conic failure are originated from nucleation, growth and coalescence of vacuum (emptiness) inside the crystals. These assumptions are supported by the stress-strain curves in Figure 8, in which it is shown that after peak stress, the curves from the horizontally cast samples present softer reduction of tension than the vertically cast samples.

5. Assessment of tests on cubic and cylindrical samples

It was determined in the present paper that the ratio between the unconfined compressive strength of a C50 concrete mix measured in cylindrical samples cast in horizontal position and the strength of samples cast in horizontal position is on average 0.85. The result confirms available experimental and theoretical evidence and is attributed to the larger size or number of initial cracks, not induced by applied loading, located in approximately horizontal planes at the concrete paste-coarse aggregates interface. The value of this ratio essentially coincides with the average ratio 0.84 measured previously by Kosteki et al.⁷ with cubic samples, providing evidence that the sample geometry does not exert a significant influence on its determination.

Tests to determine the indirect tensile strength (Brazilian test) were also conducted, which led to a similar 0.84 average ratio between the strengths of samples cast in the horizontal position and the strength of samples cast in the standard vertical position. This result may be expected, since the predominant horizontal cracks,

in vertically cast samples, are contained during the Brazilian test within planes that are not subjected to large normal stresses. A different situation occurs in horizontally cast samples, in which case the initial crack, responsible for the onset of the fracture process, may be located within a vertical plane during the test, causing a large reduction of the tensile strength. The variability of the results of the Brazilian test is also larger, since a causative initial crack at the paste-aggregate interface may be present in the sample or not.

6. Conclusions

It may be concluded, on the basis of the experimental results described in the paper and on previous field evidence, that the unconfined compressive strength of conventional concrete in orientations normal to the direction of casting and curing (vertical) is approximately 15% smaller than the strength determined in the standard compression test. Similarly, the tensile strength of concrete in the vertical direction, measured by means of the so-called Brazilian test, is on average also about 15% smaller than the strength determined employing standard laboratory tests. The resulting strength anisotropy is attributed to the occurrence of small fractures that develop in concrete during casting and curing, at the interfaces between the lower surface of coarse aggregate and the cement-sand paste.

These results imply the existence of a not necessarily negligible degree of anisotropy in concrete, to the authors' knowledge not yet considered in analytical or numerical predictions of the non-linear response of concrete structures. It should be noted that the results show evidence that the compressive strength and the indirect tensile strength exhibit resistant capacities with significant differences in relation to the direction of casting and loading. However, additional tests are being carried out with different classes of concrete strength, in order to determine more accurately this phenomenon.

7. Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support of FAPERGS, CNPq and CAPES.

8. References

- [1] Riera JD, Miguel LFF and Iturrioz I. Material models in applications of the Discrete Element Method (DEM) to 3D concrete compression. In Proceedings of 24th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, SMiRT-24, BEXCO, 2017, August, Busan, Korea. p. 20-25.
- [2] Hughes BP and Ash JE. Anisotropy and failure criteria for concrete. *Matériaux et Construction*. 2017, v 3, 6: 371–374.
- [3] Ozyildirim C and Carino NJ (2006) Chapter 13: Concrete Strength Testing. In: Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials, STP169D-EB, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006, pp. 125-140.
- [4] Neville AM. *Properties of Concrete: Fourth edition*. John Wiley & Sons, Inc., New York, USA. 1996.
- [5] Suprenant BA. *An Introduction to Concrete Core Testing, Civil Engineering for Practicing and Design Engineers*, 1985, v 4, No. 8: 607–615.

- [6] AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). T24. Methods of sampling and testing: obtaining and testing drilled concrete cores. Washington, DC: AASHTO. 2005.
- [7] Kostaski LE, Marangon E, Riera JD, dos Santos FJK and Bandeira MVV. Assessment of concrete anisotropy in relation to the direction of casting. *Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural*. 2018. v.15, p. 37-45.
- [8] Yi S, Yang EI and Choi JC. Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. *Nuclear Engineering and Design*, Elsevier, 2005, 236: 115–127.
- [9] Kim JK and Eo SH. Size effect in concrete specimens with dissimilar initial cracks. *Mag. Concrete Res.* 1990, 42 (153): 233–238.
- [10] Jebli M, Jamin F, Malachanne E, Garcia-Diaz E and El Youssoufi MS. Experimental characterization of mechanical properties of the cement paste-aggregate interface in concrete. *EPJ Web of Conferences* 140, DOI: 10.1051/epj-conf/201714012014.
- [11] Gu X, Hong L, Wang Z and Lin F. Experimental study and application of mechanical properties for the interface between cobblestone aggregate and mortar in concrete. *Construction and Building Materials*. v 46. 2013; 156-166.

Experimental evaluation on the structural behavior of truss shear connectors in composite steel-concrete beams

Avaliação experimental sobre o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento treliçados em vigas mistas de aço e concreto



W. C. S. BARBOSA ^a
wallcsb@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-0516-0914>

L. M. BEZERRA ^b
lmbz@unb.br
<https://orcid.org/0000-0002-5789-9649>

L. CHATER ^b
latifchater@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5086-6852>

O. R. O. CAVALCANTE ^c
otaviorc@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8565-297X>

Abstract

The composite structures have great advantages in terms of structural and constructive aspects, with the shear connectors being decisive for obtaining the interaction between the structural elements and for the distribution of the stresses in the structure, taking advantage of the potentiality of each constituent material of the composite structure (steel and concrete). This work, through experimental studies, presents the development of a shear connector (Truss connector) proposed for use in a concrete-steel composite beam. The proposed connector is easy to implement and can serve as a viable alternative to the use of stud or U connectors. It was idealized a connector geometry that would provide low production cost, ease of execution, higher values of resistant load, efficiency as regards the relative sliding resistance between the metal profile and the concrete slab, as well as the efficiency regarding the resistance to the spacing of the slabs in relation to the metal profile (uplift). In order to evaluate the behavior of Truss connectors, 6 experimental models were constructed for push-out tests, 3 with 12.5 mm diameter Truss connectors and 3 with 19.0 mm diameter stud bolt connectors. The behavior of the models was investigated with respect to the loads of rupture, the transversal displacements between the concrete slabs and the relative vertical slide between the reinforced concrete slabs and the metallic profiles of the models. The results of the experimental analyzes provided an overview of the operation of the Truss and stud bolt connectors, with significant results that showed advantages of the Truss connector in relation to the stud connector considering the parameters analyzed in this work.

Keywords: composite structures, steel, concrete, shear connectors.

Resumo

As estruturas mistas apresentam grandes vantagens quanto a aspectos estruturais e construtivos, sendo os conectores de cisalhamento determinantes para a obtenção da interação entre os elementos estruturais e para a distribuição dos esforços na estrutura, aproveitando-se de forma efetiva da potencialidade de cada material constituinte da estrutura mista (aço e concreto). Este trabalho, por meio de estudos experimentais, apresenta o desenvolvimento de um conector de cisalhamento (conector Treliçado) proposto para uso em viga mista de aço e concreto. O conector proposto é de fácil execução e pode servir como alternativa viável ao uso dos conectores stud ou U. Foi idealizada uma geometria para o conector que propiciasse baixo custo de produção, facilidade de execução, maiores valores de carga resistente, eficiência quanto a resistência aos deslizamentos relativos entre o perfil metálico e a laje de concreto, bem como a eficiência quanto a resistência ao afastamento das lajes em relação ao perfil metálico (uplift). A fim de avaliar o comportamento dos conectores Treliçados foram construídos 6 modelos experimentais, para ensaios de push-out, 3 com conectores Treliçados de 12,5 mm de diâmetro e 3 com conectores stud bolt de 19,0 mm de diâmetro. Investigou-se o comportamento dos modelos quanto às cargas de ruptura, os afastamentos transversais entre as lajes de concreto armado (uplift) e os deslizamentos verticais relativos entre as lajes de concreto armado e os perfis metálicos dos modelos. Os resultados das análises experimentais proporcionaram uma visão global do funcionamento dos conectores Treliçados e stud bolt, com resultados significativos que evidenciaram vantagens do conector Treliçado em relação ao conector stud considerando os parâmetros analisados neste trabalho.

Palavras-chave: estruturas mistas, aço, concreto, conectores de cisalhamento.

^a Universidade Federal do Piauí, Departamento de Estruturas, Teresina, PI, Brasil;

^b Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, Brasil;

^c Universidade Federal do Ceará; Departamento de Engenharia Civil, Fortaleza, CE, Brasil.

Received: 03 Oct 2016 • Accepted: 16 Mar 2018 • Available Online: 09 Oct 2019

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introduction

Technical, scientific, and economic development has brought forth a great variety of structural systems, amongst them steel-concrete composite structures, which prove efficient both structurally and in regards to the ease of construction. Structurally, the resistance properties of the composite structure's constituent materials are better employed (Cavalcante, 2010), generating lighter and more optimized structures. For the slab and the steel profile to act as a composite structure, a connection between the concrete and the steel is needed. To that end, steel elements called shear connectors are used, embedded in the concrete and connected to the steel profile.

The choice of the type and dimensions of the connectors is of great importance, for it is through them that one determines the degree of interaction and the manner in which the stresses are distributed between the materials (steel and concrete). Experimental and numerical studies are important means to gaining a better understanding of the behavior of these connectors and the way composite steel-concrete structures work. The most widely used shear connector for composite beams is the stud bolt, with design criteria specified in the Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008 [2], which also presents the design methodology for the "U" type connectors for composite steel and concrete structures. Over the years, many shear connectors have been developed with the intention of improving the interaction between steel and concrete for composite structures.

Studies on shear connectors began in 1933 in Switzerland, at the Swiss Federal Institute for Testing Materials, through a partnership with the System Alpha project. The analyzed connector was formed by a round bar in a spiral shape, named the Spiral Connector (Chaves, 2009) [3]. In Brazil some alternate connectors have been studied, such as the Crestbond type connector, derived from the Perforbond type, and studied experimentally by Verissimo (2007) [4] and the "V" type connector, developed and assessed experimentally by Cavalcante (2010) [1].

Recent research has shown efforts by the scientific community directed towards understanding the behavior of non-welded connectors, as presented in the works of Rehman *et al.* (2015) [5], Dai *et al.* (2015) [6] and Pathirana *et al.* (2015) [7]. Other recent works have also addressed the study of alternative connectors, developed with the use of materials well known to the construction industry, as may be observed in the research conducted by Barbosa (2016) [8]. He used steel reinforcement bars for reinforced concrete of the CA-50 variety for the manufacturing of new types of shear connectors. Figure 1 presents the shear connectors developed through the research works of Cavalcante (2010) [1], Verissimo (2007) [4], Rehman *et al.* (2016) [5] and Dai *et al.* (2015) [6].

2. Materials and experimental program

For the evaluation of the behavior of the shear connectors developed in this work, push-out tests were carried out, in accordance with the European Standard EN 1994-1:2004 – Eurocode 4 (hereafter referred to simply as Eurocode 4)[9].

In the experimental direct shear tests (push-out tests) the following parameters were monitored: (a) the relative vertical displacement

Table 1
Results of concrete compressive strength tests (ABNT NBR 5739:2007 [10])

Place of testing	Compressive strength (fcj)		
	Age (days)	Individual results (MPa)	Average (MPa)
University of Brasília - material testing laboratory (LEM/UnB)	28	33.6	34.0
	28	34.2	
	28	34.8	
	28	33.4	

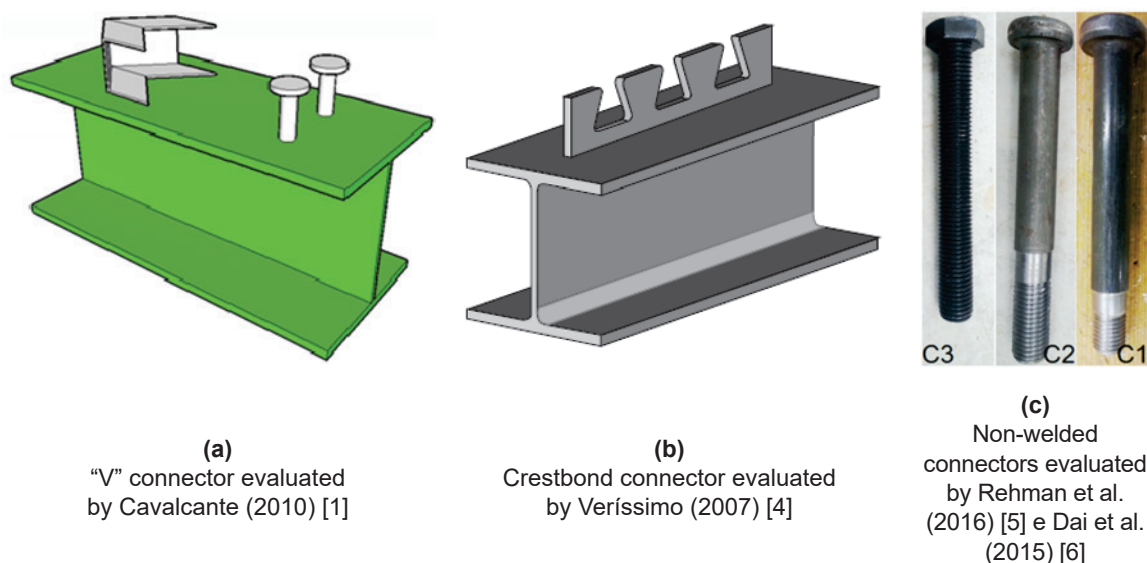


Figure 1
Some alternate shear connectors experimentally evaluated

Table 2
Results of concrete elasticity module test (ABNT NBR 8522:2008[11])

Place of testing	Age (days)	Individual results (GPa)	Average (GPa)
University of Brasília	28	26.4	26.0
- Material testing	28	26.8	
laboratory (LEM/UnB)	28	24.8	

Table 3
Mechanical properties of the steel bars used in the specimens (ABNT NBR 6892:2013 [12] and ABNT NBR 7480:2007 [13])

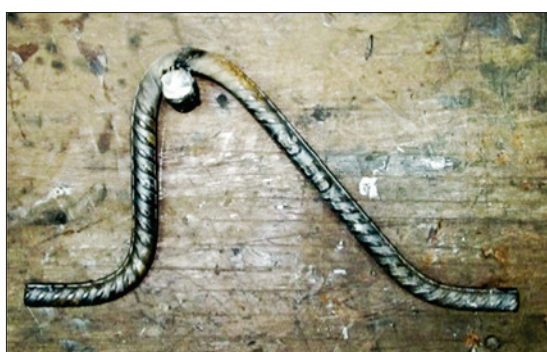
Ø (mm)	f_s (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_t (MPa)	E_s (GPa)
10.0	591.6	2.83	663.2	198.4
12.5	595.3	3.07	716.6	195.3
16.0	558.3	2.91	700.6	192.0

(sliding) between the steel profile and the concrete slabs of the models, (b) the applied loads, and (c) the distance between the two slabs (uplift). Tests for the characterization of the materials employed in the experimental models were also conducted, as may be observed in Tables 1, 2 and 3.

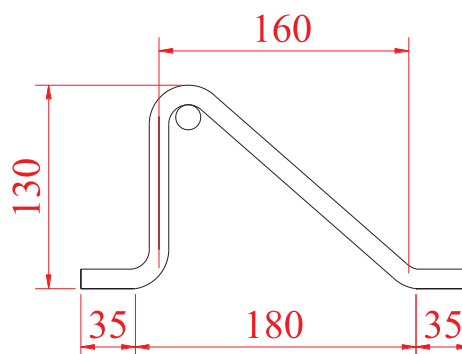
The shear connector proposed in this research was tested through experimental push-out tests carried out at the University of Brasilia (UnB).

2.1 Conceptualization of the truss shear connector

The shear connector proposed in this research (truss-type shear connector or Truss Connector) is made of a steel reinforcement bar for reinforced concrete, CA-50, bent in the shape that forms a right triangle when welded to the beam flange – see Figure 2. The two small pieces of 35 mm are for welding it onto the flange.



(a)
Truss connector – Ø 12.5 mm



(b)
Truss connector
(dimensions in millimeters)

Figure 2
Proposed shear conector in details

The Truss Connectors discussed in this work were idealized with the aim of obtaining a viable alternative to the stud bolt and the “U” connectors, specified by the Brazilian Code ABNT NBR 8800:2008. The potential of this innovative Truss Connector lies in: (a) its practicality in the building process, (b) the high availability of steel rebars (CA-50), (c) its good mechanical strength, and (d) the fact of its meeting the sliding and uplifting (distancing between slab and steel profile) parameters defined in Eurocode 4 [9].

The goal was to obtain a connector with a behavior analogous to that of the stud bolt specified in the Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008 [2], as an alternative for the design of steel and concrete composite structures. For the Truss Connector, the vertical portion (small leg in Figure 2), in its geometrical disposition, is placed where the stud bolt would be. The longer leg of the connector should be positioned so that it is under tension when the composite beam deforms. Stud bolts with a 19.0 mm diameter were utilized and both types of connectors, the Truss Connector and the Stud, were built with a 130 mm height.

For the Truss Connectors, 40 mm long pieces of rebar were welded to the upper part of each connector to help prevent uplift (separation between slabs and steel profiles in the experimental models), similarly to what the ‘head’ of the stud bolt does. The connection of the connector with the steel profile was done through fillet welding along the contact of the curved region of the bar with the flange of the steel profile, on the anterior and posterior horizontal parts of the connector, parallel to the axis of the steel profile according to the prescriptions of Table 6 of the Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008 [2]. Eight connectors were placed for each experimental specimen, with each connector welded separately.

2.2 Experimental push-out tests

The experimental program consisted of push-out tests carried out on specimens made up of two steel reinforced concrete slabs, with f_{cj} of 34 MPa (as in Table 1), and an ASTM A 572 50 degree steel profile, to which eight shear connectors were welded.

Six models were tested in accordance with Eurocode 4 [9]. In this work, the behavior of Truss and Stud Bolt Connectors will be analyzed through

the relationship between the applied loads and the measured vertical displacement (slip) between the steel profile and the slabs and the uplift. Additionally, the maximum strength capacities associated with the Truss and Stud Bolt connectors used in this research were measured.

2.2.1 Experimental specimens

Three experimental specimens were built with Truss Connectors and three with Stud Bolt Connectors. For all specimens, the steel

profile employed was a W250x73, equivalent to the HEB 260 profile indicated by Eurocode 4 [9], as shown in Figure 3. Table 4 presents the nomenclature and other details of the specimens analyzed in this work. All specimens which constitute this experimental program contain reinforcement bars of the CA-50 specification with a 10.0 mm diameter. Figure 4 details the steel reinforcement utilized for the experimental specimens evaluated. Figure 5 shows details of the dimensions of the models and the

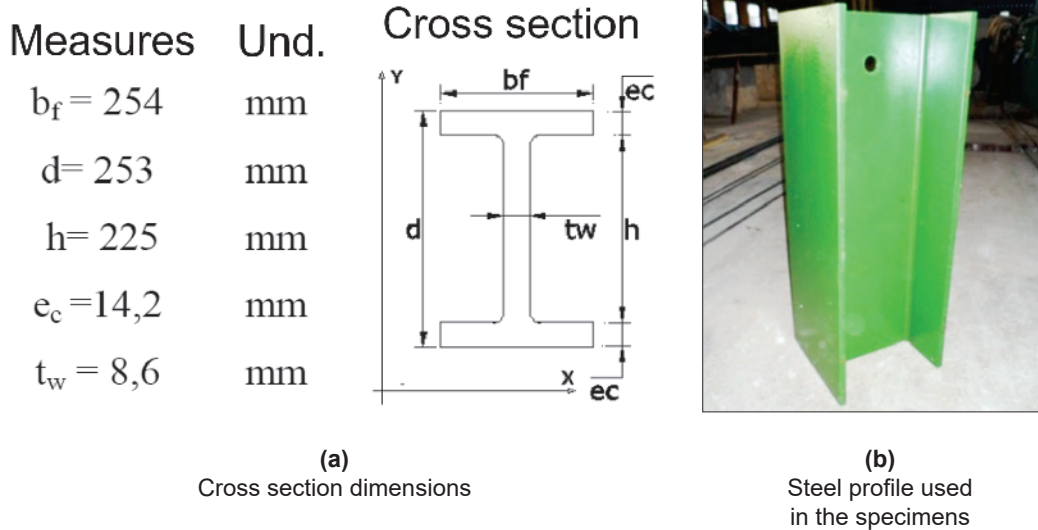


Figure 3 W 250x73 steel profile employed for all push-out tests

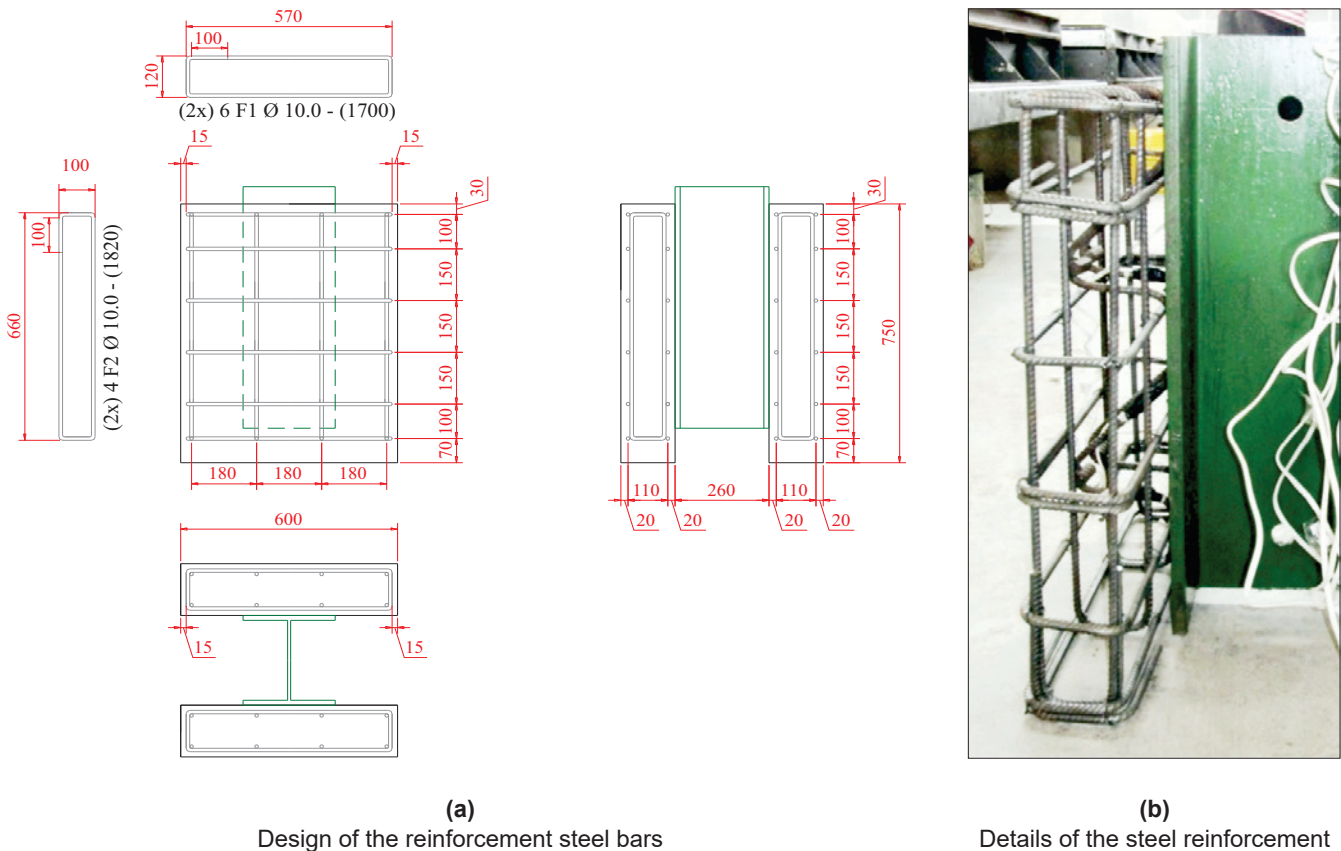


Figure 4 Experimental specimen slab reinforcement steel bars

Table 4
Push-out test summary

Type of specimens	Names of the specimens	Quantity of specimens	Type of connector	Diameter (ϕ)
S	S19	3	Stud Bolt	19.0 mm
R	R12.5	3	TR - Rectangular triangle truss	12.5 mm

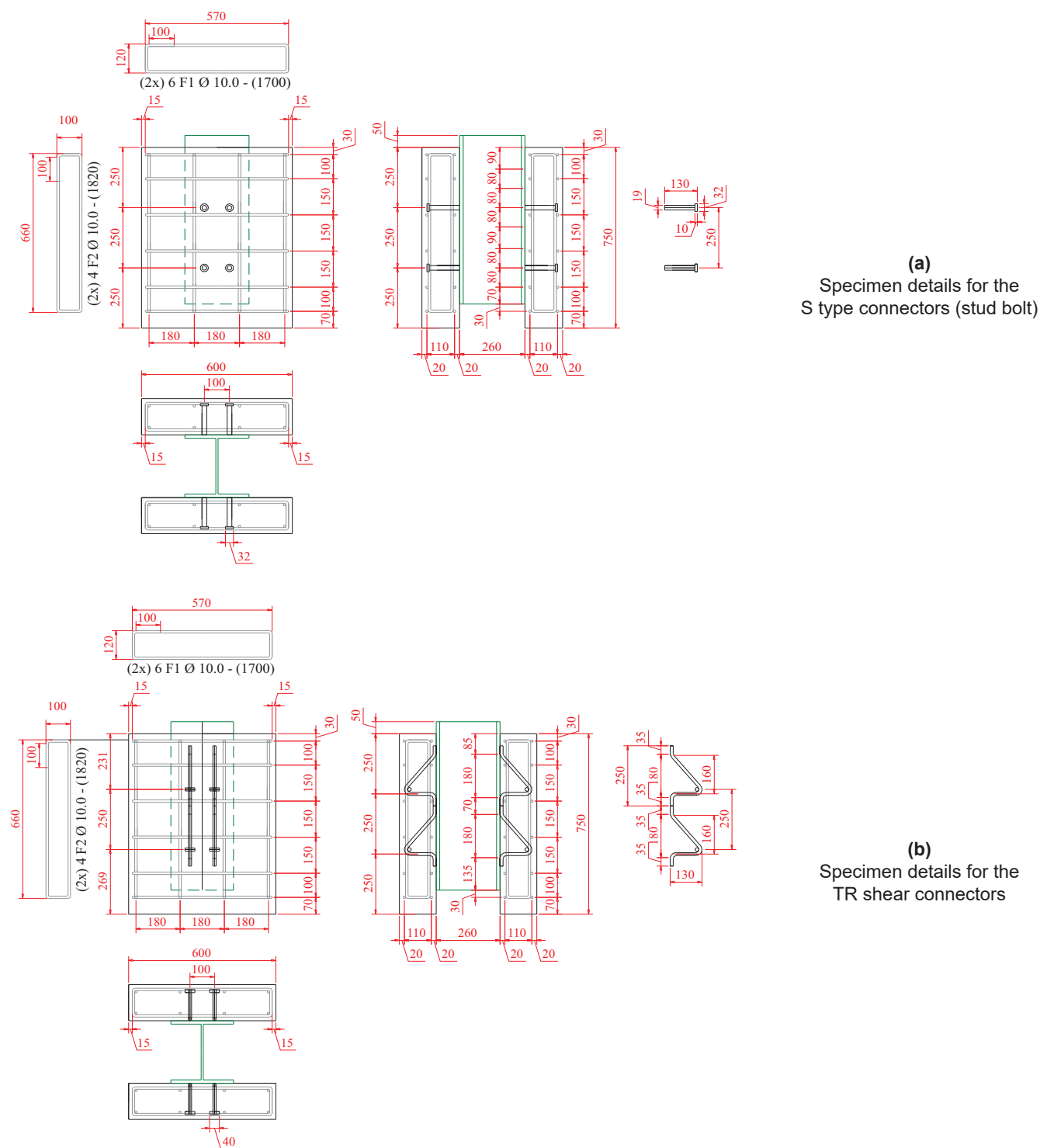


Figure 5
Positioning of shear connectors and steel reinforcement bars in concrete slabs of specimens (dimensions in millimeters)

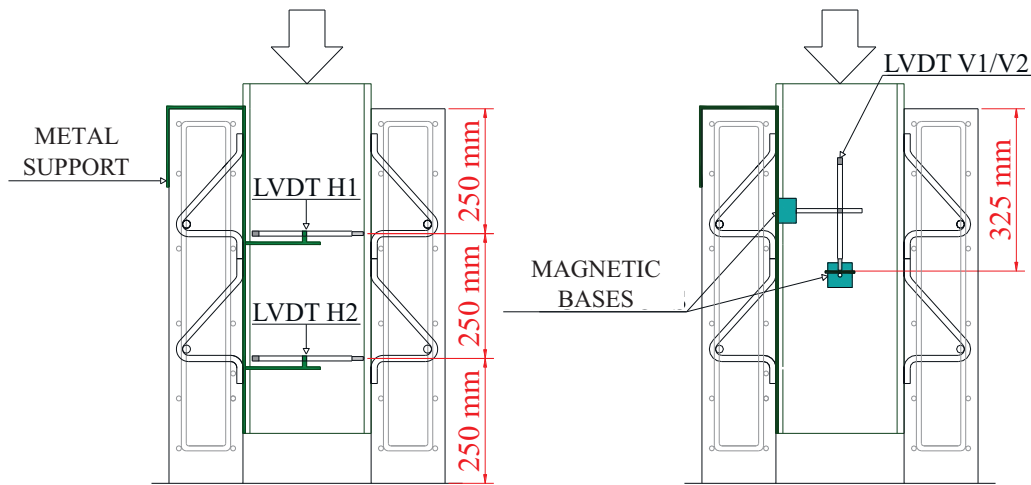


Figure 6
Positioning of LVDTs

placement of the steel reinforcement and shear connectors. In regards to Eurocode 4 [9], it should be noted that the length of the concrete slabs was increased by 10 cm just to accommodate the whole extension of the shear connectors.

2.2.2 Vertical and horizontal displacements

The vertical displacements of slabs in relationship to the steel profile and the transversal spacings between slabs were monitored through LVDTs (Linear Variable Differential Transformers). The LVDTs were positioned in accordance with Figure 6. Two were placed horizontally for measuring the uplift, and two vertically for the monitoring of the displacements of the steel beams in relation to the concrete slabs. The horizontal LVDTs were fixed with the help of clamps and magnetic bases, while the vertical ones were put in place only using

the magnetic bases. The points of the two vertical LVDTs touched steel sheets fixed to magnetic bases, which were in turn fixed to the steel profiles of the models, and the points of the horizontal LVDTs were put in direct contact with the surface of the concrete slabs in a position perpendicular to the vertical axis of the specimens. The horizontal LVDTs were placed at the height of the upper vertices of the connectors, the higher one at a distance of 25 cm from the upper extreme of the slabs and the lower one 25 cm lower than the higher one's axis. The vertical LVDTs were placed to measure the vertical displacement of the steel profile in relation to the slabs, at a distance of 325 mm from the upper extreme of the slabs of each model. Figure 7 presents details of the positioning of the LVDTs in the experimental specimens.

2.2.3 Loads

The loads were applied to the steel profiles of the experimental specimens and transmitted to the slabs through the shear connectors. The values of the loads applied to the specimens were obtained through a Load Cell positioned in line with and above the Hydraulic Actuator. The applied loads were registered manually for all the load steps applied and then related to the values of vertical displacements (slide) and uplift for each model tested.

2.3.4 Test assembly

The test frame of the Structural Engineering Laboratory in the Civil Engineering Department of the University of Brasilia has a load capacity compatible with the push-out experiments. This frame, which is shared with other research projects, is 3.55 meters high, while the models are 80 centimeters tall. To enable the application of the loads to the specimens, concrete blocks were piled on top of each other, with a plaster layer between them, to promote an even contact between the surfaces and correction of eventual level differences (Cavalcante, 2010 [1]). A steel plate was placed over the last block, and the specimen to be tested set on the steel



Figure 7
Positioning of horizontal and vertical LVDTs for the push-out tests

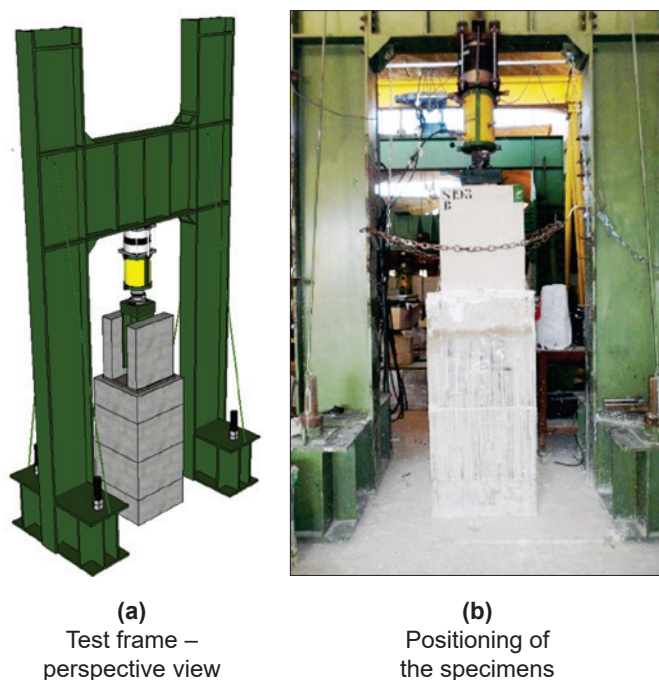


Figure 8
Test assembly for the push-out models

plate, with both being set over plaster layers for the same reasons mentioned before.

Chains were employed surrounding the slabs of the specimens to preventing the falling of concrete slabs or large pieces of concrete debris at the moment of failure. Figure 8 presents details of the test system utilized, with the positioning of the specimens, the Hydraulic Actuator and the Load Cell on the reaction frame.

2.2.5 Data acquisition system

The displacement values obtained through the LVDTs were registered for each load step, with the help of Spyder-8 Data Acquisition Modules and the Data Acquisition Software Catman Version 4.5, manufactured by the German company HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH). The data was stored in the computer shown in Figure 9 (a), which also displays the Spyder-8 modules. Of the modules displayed in the picture, the one with eight channels was used for the 4 LVDTs employed in each test.

The load data acquisition was accomplished through direct reading of the values of a digital panel and manual annotation; values of loads at the failure and immediately afterward were registered through filming for all the push-out tests. The panel presents values of loads obtained through the Load Cell to which it is connected, with a load display of up to 2000 kN. The Load Cell was positioned in between the Hydraulic Actuator, which transmits the loads to the specimens, and the beam of the test steel frame, which offers the reaction to the force applied by the actuator. Figure 9 (b) details this assembly.

The loading was applied through an Electrical Hydraulic Pump shown in Figure 9 (b). This pump allows the application of the load with management of the force, which is displayed on the digital panel.

3. Results and discussions

3.1 Push-out Tests

Specimens built with Stud Bolt and Truss connector made of bent 12.5 mm diameter rebars were subjected to push-out experimental tests, with the intention of evaluating the potential of the Truss Connectors proposed in this work and establishing comparative analyses of the displacement results with the Stud Bolt Connector specimens.

The push-out tests were conducted considering the procedures

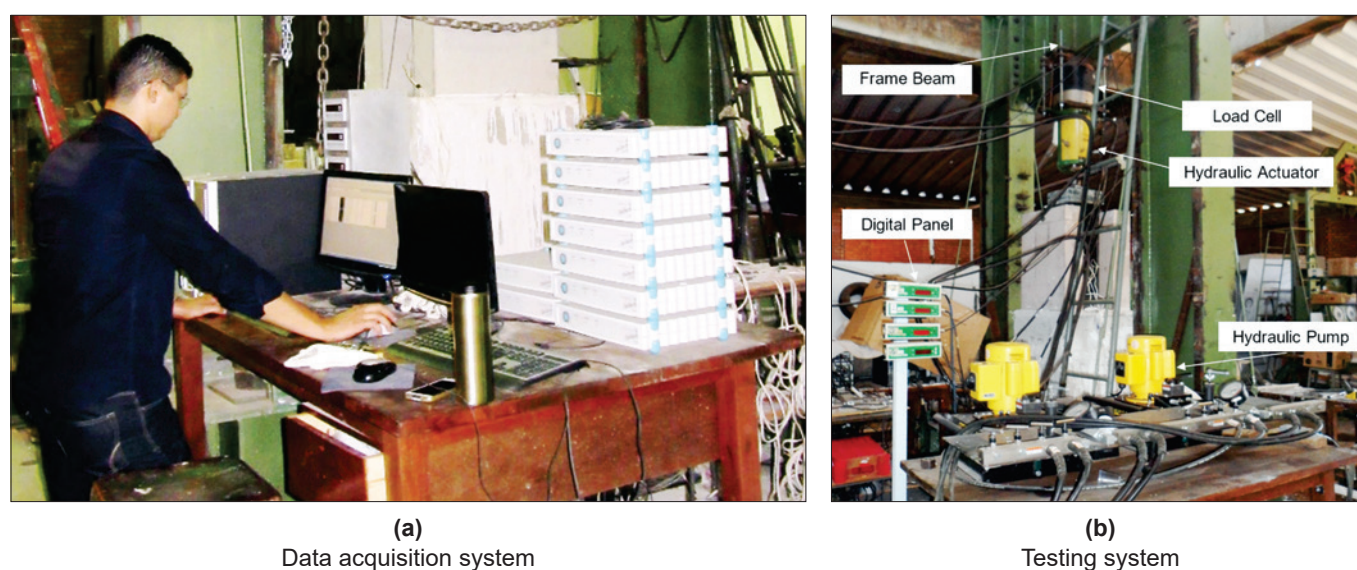


Figure 9
Data acquisition system and hydraulic pumps for applying loads

detailed in Eurocode 4 [9], accepted as an international standard for the evaluation of new shear connectors for composite beams in a low cost, fast and reliable way.

The results of the push-out tests obtained for the experimental specimens built are presented next.

3.1.1 Failure loads and design strength

The load was applied to the experimental specimens through a

Hydraulic Actuator, connected to a Hydraulic Pump and positioned in line with a Load Cell, in accordance with the recommendations of Eurocode 4 [9]. Initially 25 cycles of loading were applied to the specimens, with loads varying from 40 to 320 kN for all specimens, which represents 5% to 40% of the estimated failure load for the experimental specimens tested, which was 800 kN for both Truss and Stud Bolt Connectors. Those loads were obtained through numerical studies carried out with the ANSYS Version 14.5 software. Figure 10 presents details of the load application on the specimens

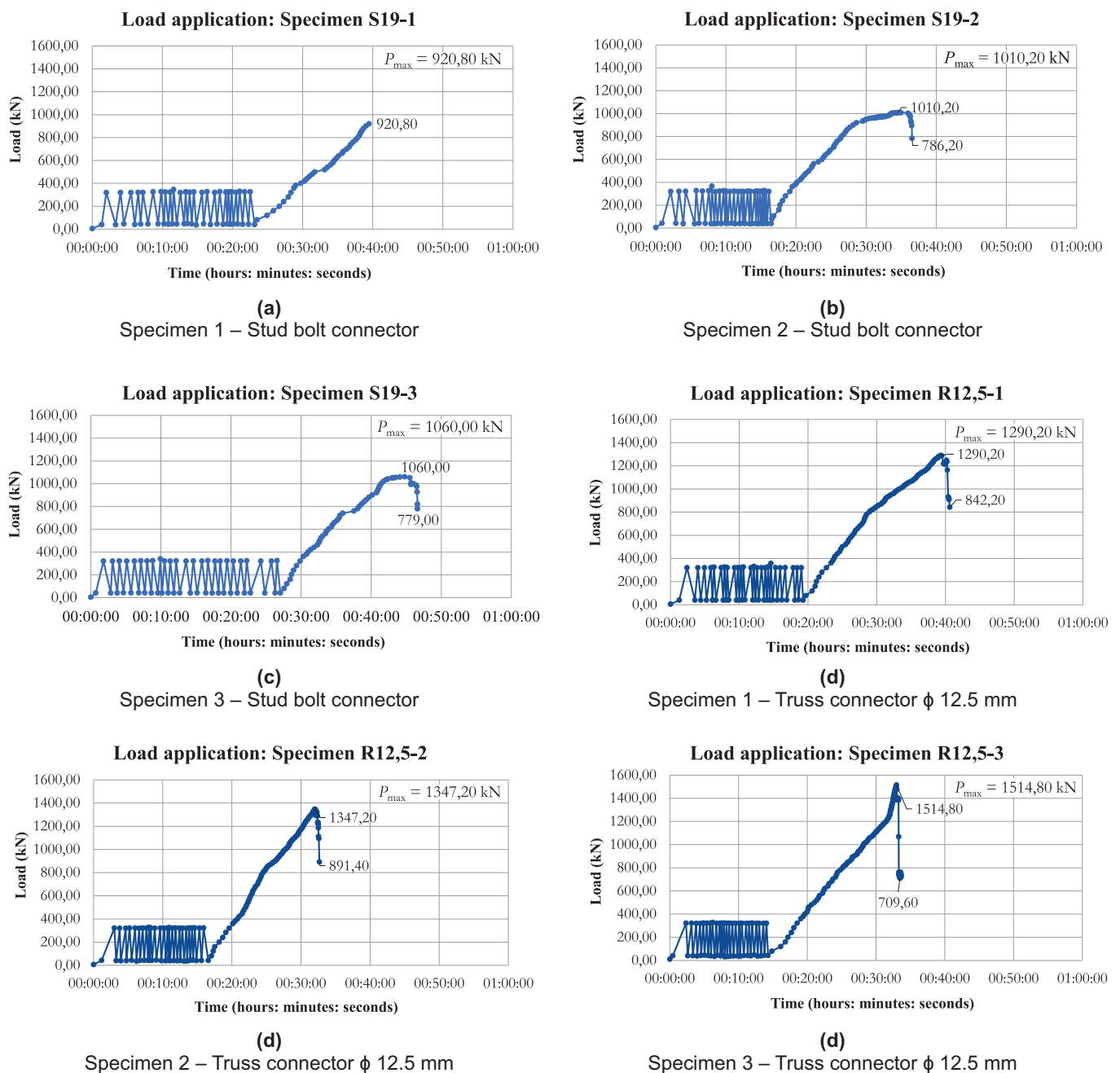


Figure 10
 Loads versus time results for stud bolts and truss connectors tested

Table 5
Failure loads for all specimens tested

Names of the specimens	P _{max} total (kN)	P _{med} total (kN)	P _{cmax} connector (kN)	P _{cmed} connector (kN)	P _d (kN)
SR19-1	920.80		115.10		
SR19-2	1010.20	997.00	126.28	124.63	58.79
SR19-3	1060.00		132.50		
R12,5-1	1290.20		161.28		
R12,5-2	1347.20	1384.07	168.40	173.01	87.50
R12,5-3	1514.80		189.35		

throughout the test, with P_{max} being the maximum load reached for each specimen tested.

In accordance with Eurocode 4 [9] the experimental specimens must be taken to failure after the 25th loading cycle within a timeframe not inferior to 15 minutes, from the load of 40% of the estimated failure load (320 kN) and that was accomplished for all six experimental push-out tests. The monitoring of the displacement values was not possible for the phase of unloading 20 % of the maximum load for specimen S19-1, with Stud Bolt Connectors, as may be observed in Figure 10 (a), because the failure for this specimen was instantaneous, with a sudden fall of the acting load.

Table 5 presents the failure load values for all the specimens tested. The failure loads obtained for the six tests were higher than the estimated 800 kN for the connector configuration employed. The tests were considered valid, with no need to perform additional ones. This validation is in accordance with Eurocode 4 [9] which requires that the three maximum loads P_{max} should not differ in more than 10% compared to the mean of the results for specimens with an identical design.

The European Standard Eurocode 4 [9] presents an expression, Equation 1, for the calculation of the design strength of the shear

connectors tested through push-out tests.

$$P_{Rd} = \frac{f_u P_{Rk}}{f_{ut} \gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \tag{1}$$

where:

- f_u is the minimum failure strength capacity of the connector material;
- f_{ut} is the actual failure strength of the connector material;
- P_{Rk} is the minimum failure load of the tested models, divided by the number of connectors, reduced by 10%;
- γ_v is the partial safety factor recommended to be 1.25 by the Eurocode 4 [9].

The design strength obtained through Equation 1 is for one shear connector. Using that equation, the values obtained for the design strength of the Stud Bolt Connector was 58.79 kN and for the Truss Connector with 12.5 mm diameter was 87.50 kN. Each push-out specimen was tested with eight connectors, so the design strength for the models with Stud Bolt Connectors was 470.32 kN, and for the specimens with Truss Connectors, 700 kN.

As was observed in Cavalcante (2010) [1], the failure of the Stud Bolt Connectors occurred on the metal base close to the welding region, without failure of the welding however, as determined by

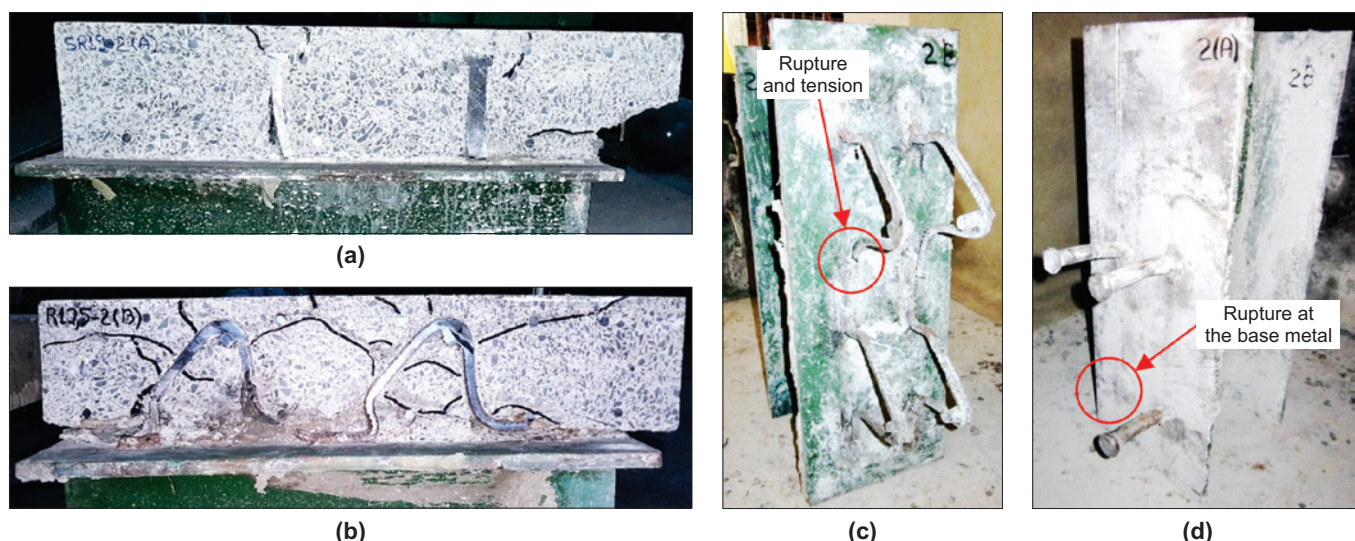


Figure 11
Analyses of the specimens after failure: (a) Typical longitudinal section of slab A of the S19-2 connector; (b) Typical longitudinal section of slab B of the R12.5-2 connector; (c) Specimen R12.5: Slab-B after concrete demolition; (d) Specimen S19-2: Slab-A after concrete demolition

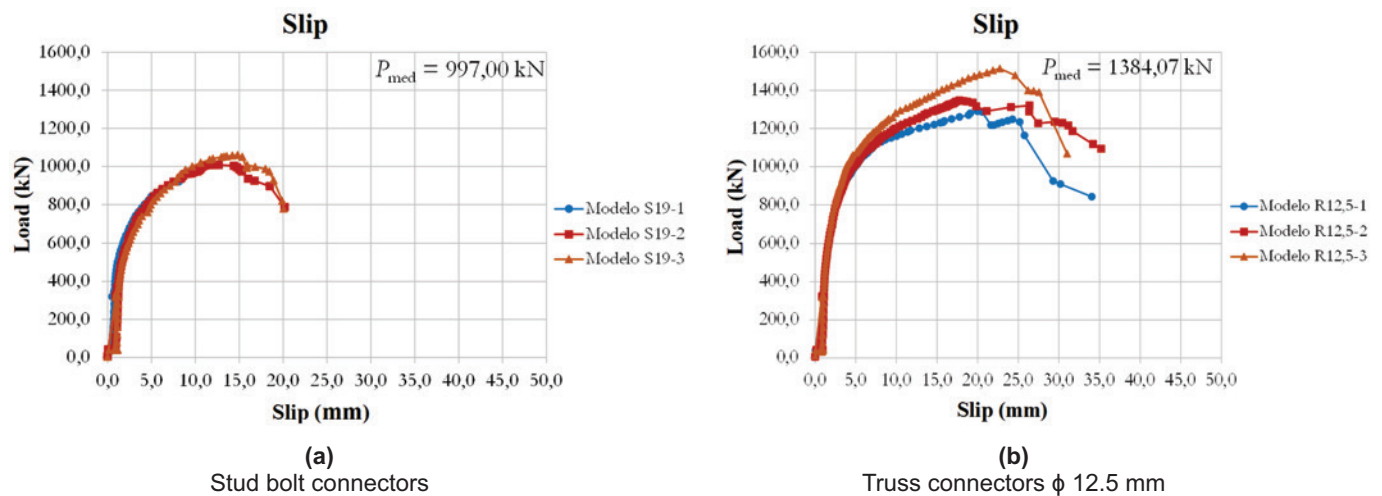


Figure 12
Average curves: vertical displacement vs applied load – for the specimens tested

AWS D1.1/D1.1M (2015) [14], with the separation of one of the slabs for each specimen tested. For the Truss Connectors, no failure of the welding was observed. The failure of the Truss Connectors happened through tension in one of the legs of the Truss Connectors, with no separation of the slabs from the rest of the model. The cohesion of the parts of the specimens (slabs and steel profiles) was assured by one of the legs of each Truss Connector, which remained complete after the experimental tests. In Truss Connectors, the failures took place in the vertical legs, in the region close to the shearing plane between the concrete slab and the flange of the steel profiles. Figure 11 presents details of the failure modes observed in the experimental models.

3.1.2 Vertical displacement

The vertical displacements (slip) between the steel profile and the concrete slabs of the specimens were monitored throughout the push-out tests through two LVDTs positioned symmetrically in relation to the steel profile’s web. These LVDTs were named LVDT V1 and LVDT V2. The vertical displacements recorded by the LVDTs V1 and V2 are presented in Figure 12.

An analysis of the data of vertical displacements between steel profile and concrete slab was made to classify the connectors in regard to their ductility. Such classification is done considering the

load x displacement curves and measuring the displacements (slip) for the unloading of 20% of the failure load, but such displacement is only measured after failure. The procedure consists of obtaining the characteristic resisting load P_{uk} , 10% lower than the maximum load achieved and its corresponding vertical displacement (slip) (δ_u) obtained from the graph. According to Eurocode 4 [9], connectors that present characteristic displacement ($\delta_{uk} = 0.9 \cdot \delta_u$) higher than 6.0 mm in the push-out tests are classified as non-ductile.

Both the Stud Bolt and the Truss Connectors presented δ_{uk} values higher than 6.0 mm and may be classified, therefore, as ductile. According to Eurocode 4 [9], ductile connectors with ideal plastic behavior, with plastic deformation, and good stress distribution in between connectors for service loads may be considered, in the design process. Figure 13 shows δ_u and δ_{80} values, obtained, respectively, for 90% and 80% of the failure loads of each specimen. Table 6 presents the calculated values of δ_{uk} and the classification of the connectors with respect to their ductility, in accordance with Eurocode 4 [9] criteria.

3.1.3 Transversal separation – uplift

For the monitoring of the transversal separation between slabs, the uplift displacement, two LVDTs were fixed to one slab and touching the other slab, at two heights, to allow for the calculation of the

Table 6
Classification of connectors according to their ductility

Type of the connector	Model	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Classification EN 1994-1-1:2004 [9]	Failure mode
Stud bolt	SR19-1	-	-	-	Rupture at the base metal
	SR19-2	17.50	15.75	Ductile	
	SR19-3	18.60	16.74	Ductile	
Truss connector with $\phi 12,5 \text{ mm}$	R12.5-1	25.75	23.18	Ductile	Rupture of connector vertical leg and concrete
	R12.5-2	27.40	24.66	Ductile	
	R12.5-3	27.90	25.11	Ductile	

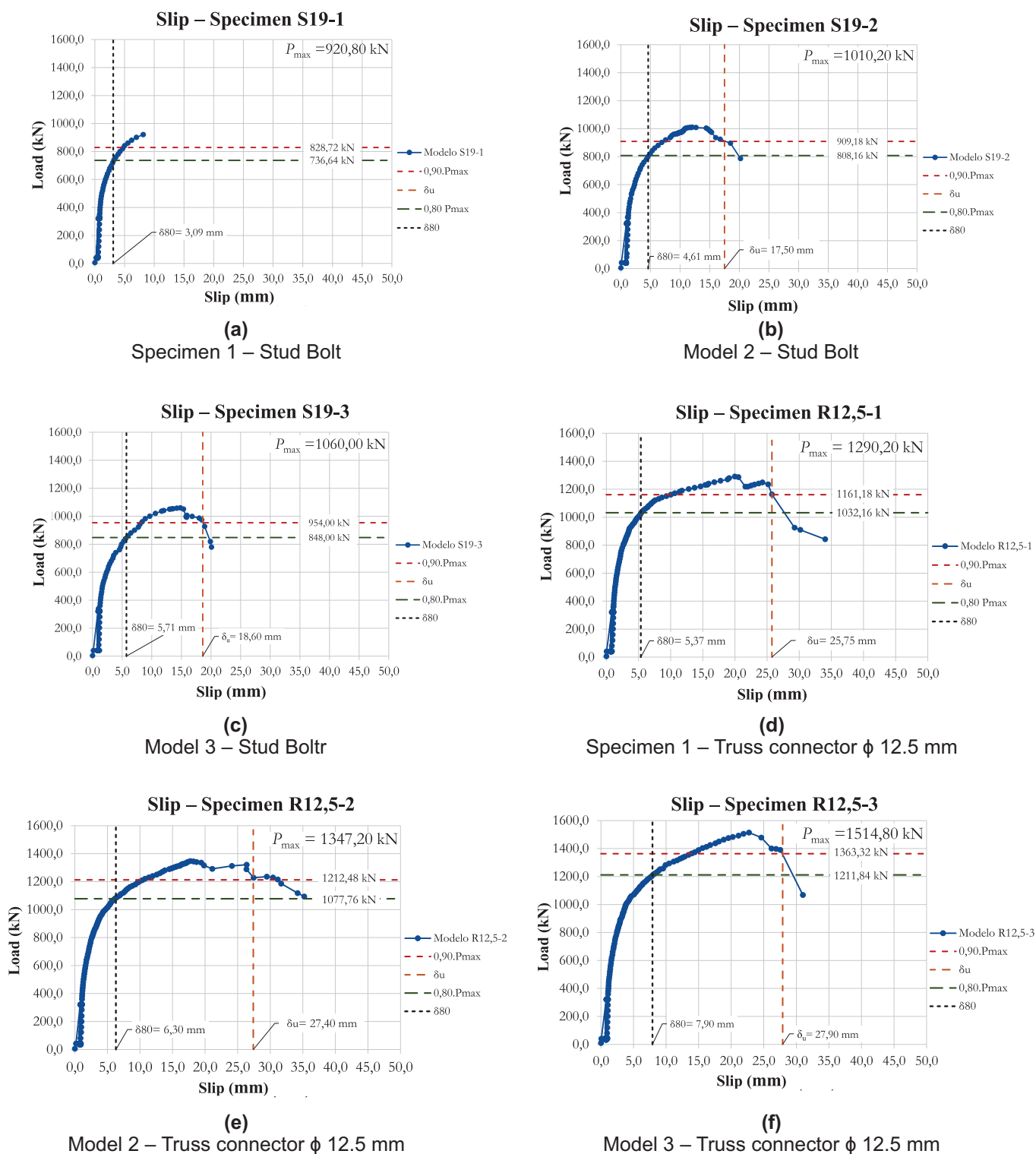


Figure 13

Average curves: vertical displacement vs applied load for the specimens tested for the calculation of the characteristic vertical-displacements (slip)

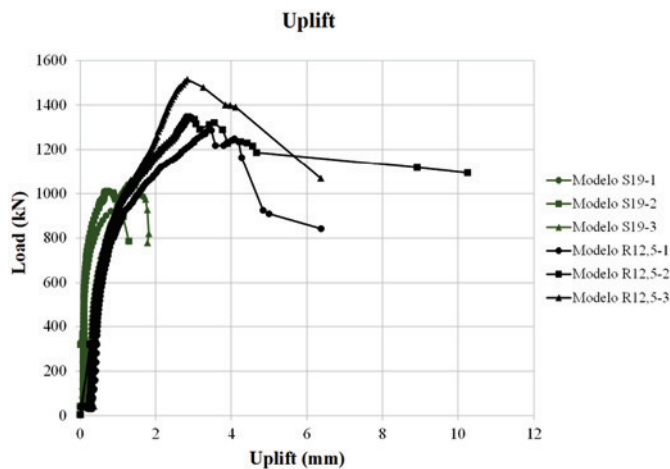


Figure 14
Curves of the average transversal separation (uplift) vs applied load for the push-out tests

average displacement at the position of the centroid of the connectors. Figure 14 compares the average values of both horizontal LVDTs for each specimen tested.

The tests reveal that the LVDTs H1 and H2 registered close results for the separation of the slabs as the load increased, which leads to the conclusion that the horizontal separation between slabs happened in a similar way at both positions. For the 12.5 mm diameter, the uplift for the Truss Connector specimens was higher. This higher uplift was in the lower part of the slabs for loads close to P_{max} (maximum test load) and the load decline stage at the end of the tests.

Figure 14 shows that Truss Connectors led to greater maximum loads and greater uplifts too, for each experimental specimen. In some structural situations, as in composite beams, besides the longitudinal shear forces, the connectors are also subject to forces perpendicular to the axis of the beam. Such forces tend to cause the separation of the concrete slab and the steel profile. Generally, these transversal forces are much lower than the longitudinal shear forces, and in practical situations, it is not necessary to calculate them.

4. Conclusion

The push-out tests carried out in this research in accordance with the procedures established in Eurocode 4 [9] are internationally known, accepted, and largely utilized for the assessment of new types of shear connectors.

The push-out test applied to the proposed Truss Connectors followed the procedures established in Eurocode 4 [9]. The proposed connector, welded to the steel profile flange, is in the shape of a rectangular triangle, and made of CA-50 steel bar with a 12.5 mm diameter. The results from the push-out tests compared to the results of Stud Bolt Connectors (19.0 mm diameter) show that the Truss Connector has higher strength capacity. Moreover, the material of such connector is easily found and the fabrication process is widely known. Furthermore, the proposed connector conforms to the slip longitudinal displacement and uplift displacement between slab and steel profile, as specified by Eurocode 4 [9].

The push-out tests were conducted with the intent of characterizing the shear connectors studied as to their design strength capacity and ductility, in accordance with Eurocode 4 [9]. Thus, concerning the experimental tests, the following can be concluded:

- The maximum strength of the push-out specimens with 8 Truss Connectors showed, on average, is 1384.07 kN, which corresponds to 173 kN per connector. For the Stud Bolt Connectors the average of the maximum strengths is 997.00 kN, resulting in 124.63 kN per connector;
- The design resistance, determined according to the Eurocode 4 [9], resulted in a value of 62.45 kN per connector for the Stud Bolt and 87.50 kN per connector for the Truss Connector with 12.5 mm diameter rebar;
- The relief of load of 20% at the end of the tests was carried out for five specimens subjected to push-out tests, 3 of them with the Truss Connectors and 2 with the Stud Bolt. This data allowed the classification of both type of connectors as ductile. For this reason, they showed plastic behavior upon failure and adequate distribution of stresses between connectors for service loads;
- Truss Connectors made of steel bars 12.5 mm in diameter provide higher strength and higher values of uplift in comparison to Stud Bolt Connectors;
- Upon failure, the Truss Connectors vertical leg tore out due to tension, but welding was kept intact between connectors' legs and the steel profile flange. The failure of the Stud Bolt Connectors was observed at the welding region between connector and the steel profile flange showed rupture of the base metal.

5. Acknowledgments

The authors would like to thank the following companies: (a) CONCRECON for the donation of all the concrete used in this research and (b) CPC ESTRUTURAS for the donation of all the steel profiles and Stud Bolt Connectors employed during the push-out tests. The authors also want to express their gratitude to (1) CPNQ (The Brazilian National Council for Scientific and Technological Development), (2) CAPES (Coordination for the Improvement of Higher Level Education), for the research grants. Finally, the authors wish to thank the University of Brasília (UnB) for the use of its laboratories and facilities.

6. Bibliographic references

- [1] CAVALCANTE, O. R. O. (2010). Estudo de Conectores de Cisalhamento do Tipo 'V' em Vigas Mistas. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 006/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). ABNT NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço e de mistas aço e concreto de edifícios.
- [3] CHAVES, I. A., (2009). Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido. Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

- [4] VERÍSSIMO, G. S., (2007). Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de Doutorado em Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de Federal de Minas Gerais, 290p.
- [5] REHMAN N., D. LAM, X. DAI, A.F. ASHOUR., (2016). Experimental study on demountable shear connectors in composite slabs with profiled decking. *Journal of Constructional Steel Research*, 122. pp. 178–189.
- [6] DAI X.H., D. LAM, E. SAVERI; (2015). Effect of concrete strength and stud collar size to shear capacity of demountable shear connectors. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 141.
- [7] PATHIRANA S.W., B. UY, O. MIRZA, X. ZHU., (2015). Strengthening of existing composite steel concrete beams utilizing bolted connectors and welded studs. *Journal of Constructional Steel Research*, 114. pp. 417–430.
- [8] BARBOSA, W. C. S., (2016). Estudo de Conectores de Cisalhamento em Barras de Aço para Vigas Mistas de Aço e Concreto. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 008A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 511p.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2004). 1994-1-1: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures; Part 1.1: General rules and rules for buildings.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). ABNT NBR 5739. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). ABNT NBR 8522. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). ABNT NBR ISO 6892-1. Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). ABNT NBR 7480. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.
- [14] AWS D1.1/D1.1M (2015). Structural Welding Code – Steel. American Welding Society (AWS) D1 Committee on Structural Welding.
- [15] JOHNSON, R. P. (1994). Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings. Vol. 1, 2nd edition, Oxford (UK): Blackwell Science Ltd.

Experimental evaluation on the structural behavior of truss shear connectors in composite steel-concrete beams

Avaliação experimental sobre o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento treliçados em vigas mistas de aço e concreto



W. C. S. BARBOSA ^a
wallcsb@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-0516-0914>

L. M. BEZERRA ^b
lmbz@unb.br
<https://orcid.org/0000-0002-5789-9649>

L. CHATER ^b
latifchater@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5086-6852>

O. R. O. CAVALCANTE ^c
otaviorc@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8565-297X>

Abstract

The composite structures have great advantages in terms of structural and constructive aspects, with the shear connectors being decisive for obtaining the interaction between the structural elements and for the distribution of the stresses in the structure, taking advantage of the potentiality of each constituent material of the composite structure (steel and concrete). This work, through experimental studies, presents the development of a shear connector (Truss connector) proposed for use in a concrete-steel composite beam. The proposed connector is easy to implement and can serve as a viable alternative to the use of stud or U connectors. It was idealized a connector geometry that would provide low production cost, ease of execution, higher values of resistant load, efficiency as regards the relative sliding resistance between the metal profile and the concrete slab, as well as the efficiency regarding the resistance to the spacing of the slabs in relation to the metal profile (uplift). In order to evaluate the behavior of Truss connectors, 6 experimental models were constructed for push-out tests, 3 with 12.5 mm diameter Truss connectors and 3 with 19.0 mm diameter stud bolt connectors. The behavior of the models was investigated with respect to the loads of rupture, the transversal displacements between the concrete slabs and the relative vertical slide between the reinforced concrete slabs and the metallic profiles of the models. The results of the experimental analyzes provided an overview of the operation of the Truss and stud bolt connectors, with significant results that showed advantages of the Truss connector in relation to the stud connector considering the parameters analyzed in this work.

Keywords: composite structures, steel, concrete, shear connectors.

Resumo

As estruturas mistas apresentam grandes vantagens quanto a aspectos estruturais e construtivos, sendo os conectores de cisalhamento determinantes para a obtenção da interação entre os elementos estruturais e para a distribuição dos esforços na estrutura, aproveitando-se de forma efetiva da potencialidade de cada material constituinte da estrutura mista (aço e concreto). Este trabalho, por meio de estudos experimentais, apresenta o desenvolvimento de um conector de cisalhamento (conector Treliçado) proposto para uso em viga mista de aço e concreto. O conector proposto é de fácil execução e pode servir como alternativa viável ao uso dos conectores stud ou U. Foi idealizada uma geometria para o conector que propiciasse baixo custo de produção, facilidade de execução, maiores valores de carga resistente, eficiência quanto a resistência aos deslizamentos relativos entre o perfil metálico e a laje de concreto, bem como a eficiência quanto a resistência ao afastamento das lajes em relação ao perfil metálico (uplift). A fim de avaliar o comportamento dos conectores Treliçados foram construídos 6 modelos experimentais, para ensaios de push-out, 3 com conectores Treliçados de 12,5 mm de diâmetro e 3 com conectores stud bolt de 19,0 mm de diâmetro. Investigou-se o comportamento dos modelos quanto às cargas de ruptura, os afastamentos transversais entre as lajes de concreto armado (uplift) e os deslizamentos verticais relativos entre as lajes de concreto armado e os perfis metálicos dos modelos. Os resultados das análises experimentais proporcionaram uma visão global do funcionamento dos conectores Treliçados e stud bolt, com resultados significativos que evidenciaram vantagens do conector Treliçado em relação ao conector stud considerando os parâmetros analisados neste trabalho.


Palavras-chave: estruturas mistas, aço, concreto, conectores de cisalhamento.

^a Universidade Federal do Piauí, Departamento de Estruturas, Teresina, PI, Brasil;

^b Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, Brasil;

^c Universidade Federal do Ceará; Departamento de Engenharia Civil, Fortaleza, CE, Brasil.

Received: 03 Oct 2016 • Accepted: 16 Mar 2018 • Available Online: 09 Oct 2019

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

O desenvolvimento econômico, técnico e científico tem proporcionado o surgimento de grande número de sistemas estruturais, dentre eles tem-se as estruturas mistas de aço e concreto, que demonstram ser eficientes do ponto de vista estrutural e construtivo. Quanto ao aspecto estrutural, pode-se ressaltar o melhor aproveitamento das propriedades de resistência dos materiais, explorando-se de forma efetiva as potencialidades dos materiais constituintes da estrutura mista (Cavalcante, 2010 [1]), obtendo-se desta forma estruturas leves e otimizadas.

Para que a laje e o perfil metálico atuem como uma estrutura mista, é necessária a ligação entre o concreto e o perfil metálico. Para isso são utilizados elementos metálicos, chamados de conectores de cisalhamento, que ficam imersos no concreto e ligados ao perfil metálico. A escolha do tipo de conectores e o seu correto dimensionamento são de grande importância, pois é por meio deles que se determina o grau de interação e a maneira como os esforços são transmitidos entre os materiais (aço e concreto), sendo os estudos experimentais e numéricos de grande valia para a melhor compreensão do comportamento desses conectores e do funcionamento das estruturas mistas que envolvem aço e concreto.

O conector de cisalhamento mais largamente utilizado em vigas mistas é o *stud bolt*, com os critérios de dimensionamento apresentados na ABNT NBR 8800:2008 [2], que mostra também a metodologia de dimensionamento de conectores do tipo "U" para estruturas mistas de aço e concreto. No decorrer do tempo vários conectores de cisalhamento foram desenvolvidos com o intuito de aprimorar a interação entre aço e concreto das estruturas mistas. Os estudos a respeito de conectores de cisalhamento iniciaram-se em 1933 na Suíça, *Swiss Federal Institute for Testing Materials*, em parceria com o projeto chamado Sistema Alpha. O conector analisado era formado por meio de barras circulares com formato helicoidal, denominado conector espiral (Chaves, 2009 [3]).

No Brasil alguns tipos de conectores alternativos têm sido estudados, como é o caso do conector do tipo Crestbond, derivado do conector Perforbond e avaliado experimentalmente por Veríssimo (2007) [4] e do conector de cisalhamento do tipo "V", desenvolvido e avaliado experimentalmente por Cavalcante (2010) [1].

Pesquisas recentes mostram esforços no meio científico direcionados à compreensão do comportamento de conectores não soldados, como apresentado nos trabalhos de Rehman *et al.* (2016) [5], Dai *et al.* (2015) [6] e Pathirana *et al.* (2015) [7]. Trabalhos recentes também veem abordando o estudo de conectores alternativos desenvolvidos com materiais conhecidos da construção civil, como pode ser observado na pesquisa desenvolvida por Barbosa (2016) [8], onde foram utilizados vergalhões de aço CA50-A no desenvolvimento de novos tipos de conectores de cisalhamento. Na Figura 1 são apresentados os conectores de cisalhamento avaliados nas pesquisas realizadas por Cavalcante (2010) [1], Veríssimo (2007) [4], Rehman *et al.* (2016) [5] e Dai *et al.* (2015) [6].

2. Materiais e programa experimental

Para a avaliação do comportamento dos conectores de cisalhamento Trelçados desenvolvidos neste trabalho foram realizados

Tabela 1

Resultados dos ensaios de resistência do concreto à compressão (ABNT NBR 5739:2007 [10])

Local dos ensaios	Resistência à compressão (fcj)		
	Idade (dias)	Resultados individuais (MPa)	Média (MPa)
UnB - Laboratório de ensaio de materiais (LEM)	28	33,6	34,0
	28	34,2	
	28	34,8	
	28	33,4	

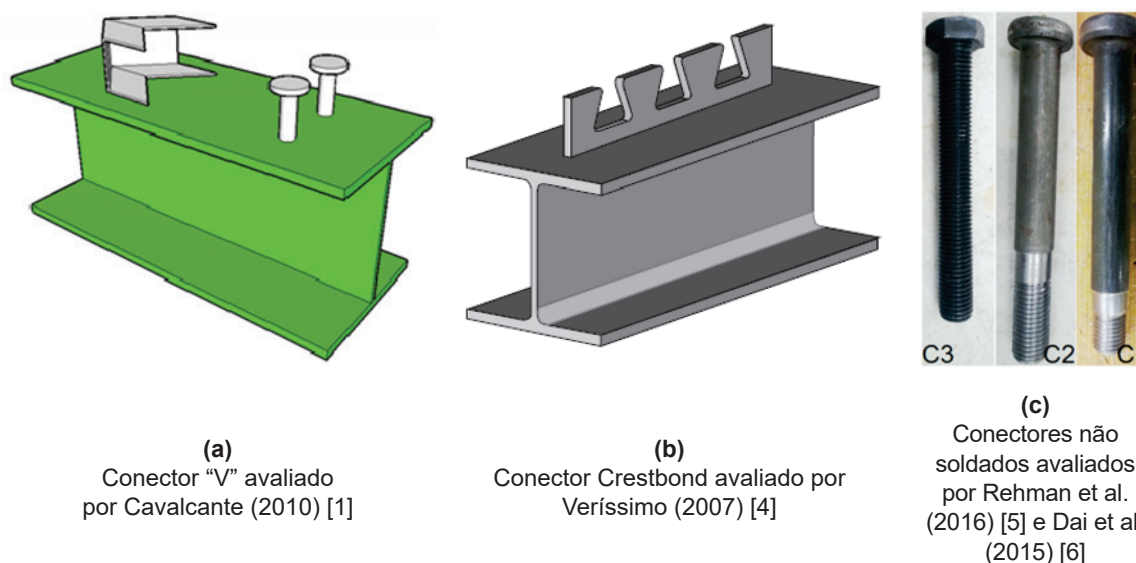


Figura 1

Conectores de cisalhamento alternativos avaliados experimentalmente

Tabela 2

Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade do concreto (ABNT NBR 522:2008[11])

Local da moldagem	Idades (dias)	Resultados individuais (GPa)	Média (GPa)
UnB – Laboratório de ensaio de materiais (LEM)	28	26,4	26,0
	28	26,8	
	28	24,8	

Tabela 3

Propriedades mecânicas do aço utilizado nos modelos experimentais (ABNT NBR 6892:2013 [12] e ABNT NBR 7480:2007 [13])

Ø (mm)	f _{ys} (MPa)	ε _{ys} (‰)	f _u (MPa)	E _s (GPa)
10,0	591,6	2,83	663,2	198,4
12,5	595,3	3,07	716,6	195,3
16,0	558,3	2,91	700,6	192,0

ensaios experimentais de *push-out*, de acordo com as prescrições da norma europeia EN 1994-1:2004 [9].

Nos ensaios experimentais de cisalhamento direto (*push-out tests*) foram monitorados os deslocamentos relativos verticais entre o perfil e as lajes de concreto dos modelos, o carregamento aplicado e o afastamento entre as lajes de concreto dos modelos experimentais. Foram realizados também ensaios de caracterização das propriedades dos materiais empregados na construção dos modelos experimentais, como pode ser observado nas tabelas 1, 2 e 3. O conector de cisalhamento proposto nesta pesquisa foi testado por meio de ensaios experimentais de *push-out* realizados na Universidade de Brasília.

2.1 Concepção do conector de cisalhamento treliçado

Os conectores de cisalhamento idealizados nesta pesquisa (conectores Treliçados) são constituídos de vergalhões de aço para

concreto armado, CA-50, dobrado em formato triangular, conforme ilustrado na Figura 2.

Os conectores Treliçados abordados neste trabalho foram idealizados com o objetivo de constituírem uma alternativa viável aos conectores *stud bolt* e “U” preconizados pela ABNT NBR 8800:2008. O potencial inovador dos conectores Treliçados reside na praticidade de construção, na larga disponibilidade de seu material constituinte (Aço CA-50), na resistência mecânica e no atendimento aos parâmetros de deslizamento e *uplift* (separação transversal entre laje e perfil metálico) descritos na EN 1994-1-1:2004 [9].

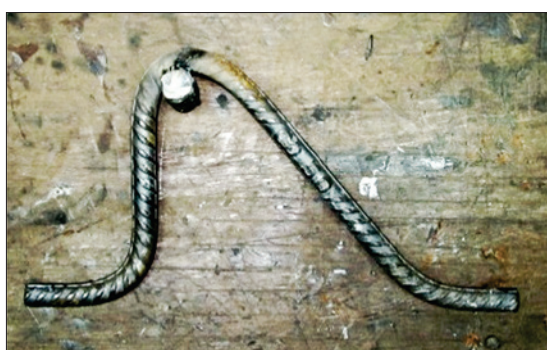
O objetivo foi obter um conector com comportamento análogo ao de um *stud bolt*, apresentado na ABNT NBR 8800:2008 [2], como alternativa para o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto, tendo, para o conector do tipo Treliçado, uma parte vertical em sua disposição geométrica, posicionada no lugar onde estaria o *stud bolt*. Foram utilizados conectores *stud bolt* de 19,0 mm de diâmetro e ambos os tipos de conectores, Treliçado e *stud*, foram executados com 130 mm de altura.

Para os conectores Treliçados foram soldadas barras de aço CA-50 com 40 mm de comprimento na parte superior de cada conector, para auxílio no combater ao *uplift* (separação entre as lajes e os perfis metálico dos modelos experimentais), assim como a “cabeça” do *stud bolt* faz. A ligação do conector com o perfil metálico foi feita com solda de filete no contato da região curva da barra com a mesa do perfil metálico, conforme as prescrições da Tabela 6 da ABNT NBR 8800:2008 [2], nos trechos horizontais anterior e posterior do conector, paralelos ao eixo do perfil. Foi utilizada solda de arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) e eletrodos do tipo E70, cada cordão de solda foi executado com 35 mm de comprimento.

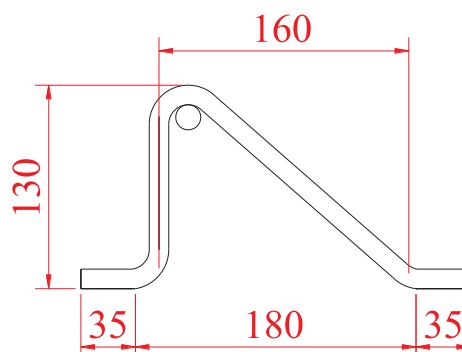
Foram posicionados 8 conectores para cada modelo experimental, sendo cada conector fixado, portanto, de forma independente dos demais.

2.2 Ensaio experimental de push-out

O programa experimental constituiu-se da realização de ensaios de *push-out* de modelos locais. Os modelos são compostos por



(a) Conector treliçado – Ø 12,5 mm



(b) Conector treliçado (dimensões em milímetros)

Figura 2

Detalhes dos conectores de cisalhamento

duas lajes de concreto armado, com f_{cj} igual a 34 MPa (conforme Tabela 1), e um perfil metálico de aço ASTM A 572 grau 50, onde são soldados os 8 conectores de cisalhamento. Foram ensaiados seis modelos de acordo com as prescrições da norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9]. Neste trabalho será analisado o comportamento dos conectores Trelçados e *stud bolt* por meio da relação entre as cargas aplicadas com os deslizamentos verticais relativos entre o perfil metálico e as lajes e o *uplift*, além

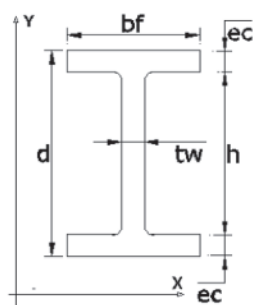
da avaliação da capacidade resistente associada ao emprego dos conectores Trelçados e *stud bolt* estudados nesta pesquisa.

2.2.1 Modelos experimentais

Foram executados 3 modelos experimentais com conectores Trelçados e 3 modelos com conectores *stud bolt*. Para todos os modelos, foram empregadas seções do perfil W250x73, equivalente ao

Medidas	Und
$b_f = 254$	mm
$d = 253$	mm
$h = 225$	mm
$e_c = 14,2$	mm
$t_w = 8,6$	mm

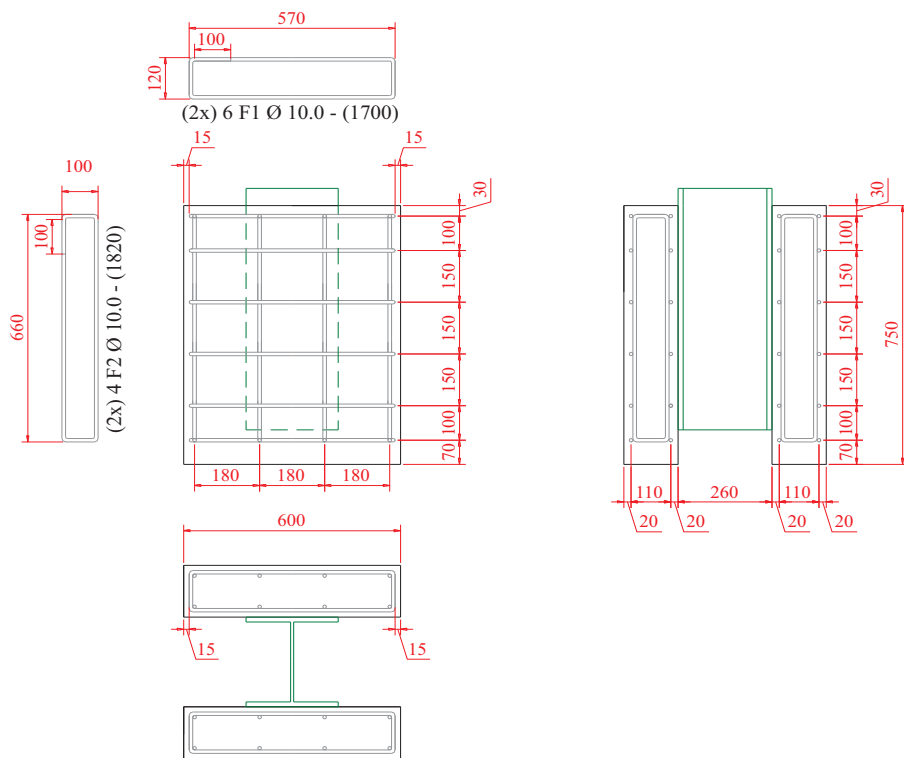
Seção transversal



(a) Dimensões da seção transversal

(b) Perfil utilizado para os modelos experimentais

Figura 3 Perfil metálico W 250x73 adotado para o ensaio *push-out*



(a) Projeto das armaduras das lajes dos modelos



(b) Detalhe das armaduras das lajes dos modelos

Figura 4 Armadura das lajes dos modelos experimentais

Tabela 4

Características dos modelos para ensaios de *push-out*

Tipos de modelos	Nomenclatura dos modelos	Quantidade de modelos	Tipo de conector	Diâmetro (ϕ)
S	S19	3	Stud bolt	19,0 mm
R	R12,5	3	TR - Rectangular triangle truss	12,5 mm

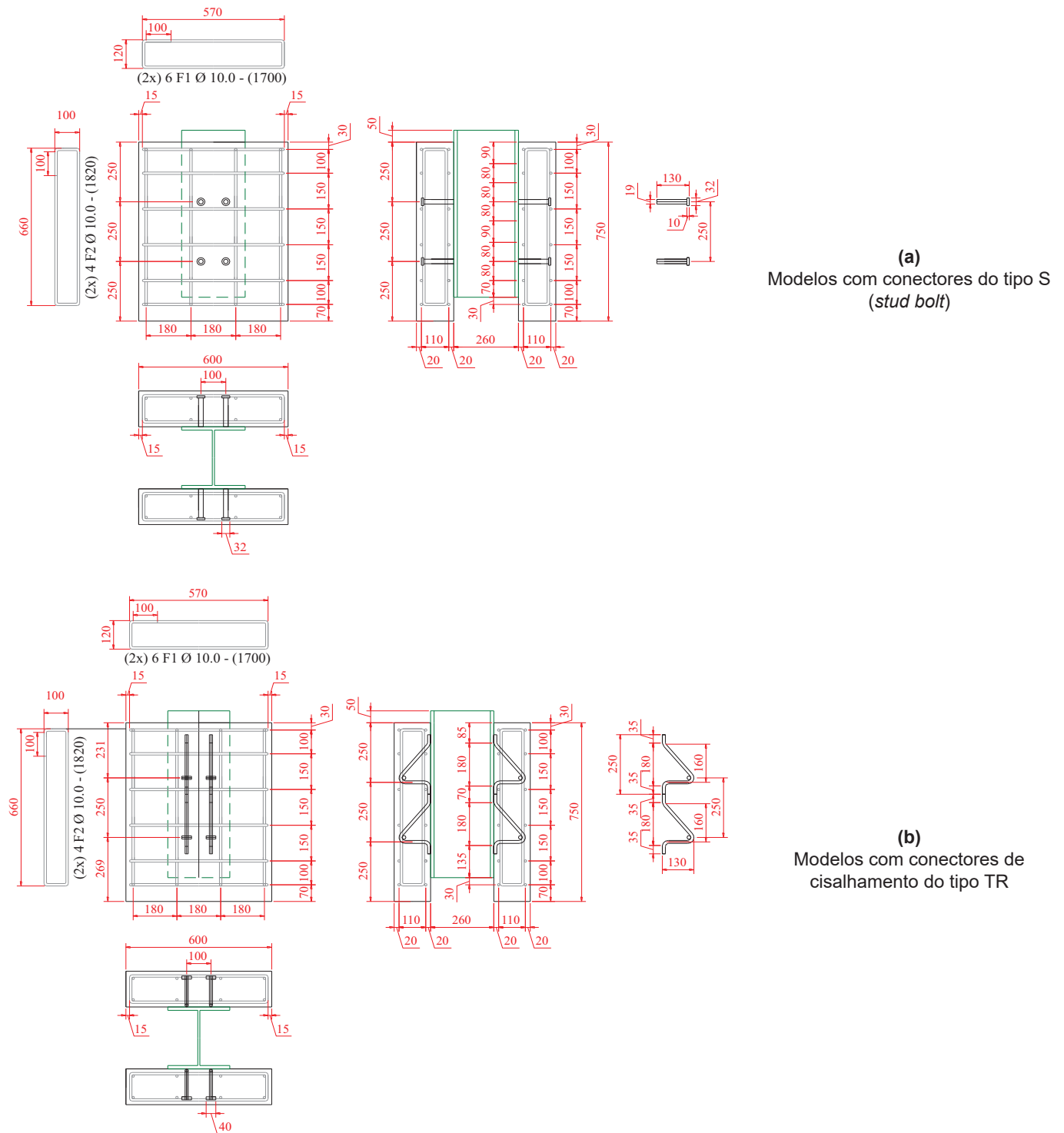


Figura 5

Posicionamento dos conectores de cisalhamento e das armaduras das lajes dos modelos experimentais da segunda concretagem (dimensões em milímetros)

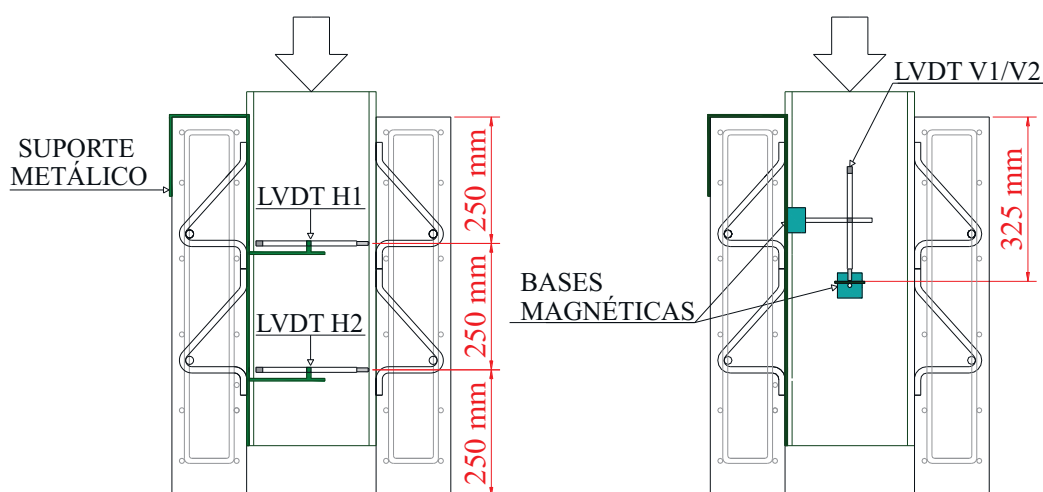


Figura 6
Posicionamento dos LVDTs

HEB 260, o perfil europeu indicado pela norma EN 1994-1-1:2004 [9], conforme ilustrado na Figura 3.

A Tabela 4 apresenta a nomenclatura e detalhes dos modelos locais analisados neste trabalho.

Todos os modelos que constituem o programa experimental desta pesquisa possuem as armaduras das lajes constituídas de barras de aço CA 50 com diâmetro igual a 10,0 mm. A Figura 4 apresenta detalhes das armaduras das lajes para os modelos experimentais avaliados.

Na Figura 5 são apresentados detalhes das dimensões dos modelos e da disposição das armaduras das lajes e dos conectores de cisalhamento. Em relação a norma EN 1994-1-1:2004 [9], pode-se notar que foi feito um acréscimo de 10 cm na altura das lajes dos modelos, para comportar toda a extensão dos conectores.



Figura 7
Posicionamento dos LVDTs horizontais e dos LVDTs verticais nos modelos experimentais

2.2.2 Deslocamentos verticais e horizontais

Os deslocamentos verticais das lajes em relação ao perfil metálico e os afastamentos transversais entre as lajes foram monitorados por meio de LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*). Os LVDTs foram posicionados conforme a Figura 6. Foram empregados dois horizontais para obtenção do *uplift*, e dois verticais para monitoramento dos deslizamentos dos perfis metálicos em relação às lajes de concreto. Os horizontais foram fixados com auxílio de dispositivos mecânicos (“sargentos”) e bases magnéticas e os verticais foram posicionados por meio de bases magnéticas. As pontas dos dois LVDTs verticais encostavam em chapas metálicas fixadas às bases magnéticas, que por sua vez foram engastadas aos perfis metálicos dos modelos, as pontas dos LVDTs horizontais foram postas em contato direto com a superfície de concreto da laje em posição perpendicular ao eixo vertical dos modelos.

Os LVDTs horizontais foram posicionados na altura dos vértices superiores dos conectores, o superior a uma distância de 25 centímetros da extremidade superior das lajes e o inferior distando 25 centímetros do eixo longitudinal do LVDT horizontal superior dos modelos. Os LVDTs verticais foram posicionados para acompanhar o deslocamento vertical dos perfis metálicos em relação às lajes dos modelos e foram posicionados a uma distância de 325 mm em relação à extremidade superior das lajes de cada modelo. Na Figuras 7 são apresentados detalhes do posicionamento dos LVDTs nos modelos experimentais.

2.2.3 Cargas

Os carregamentos foram aplicados nos perfis metálicos dos modelos experimentais e transmitidos para as lajes pelos conectores de cisalhamento. Os valores das cargas aplicadas nos modelos foram obtidos por meio de uma célula de carga posicionada em linha e acima do atuador hidráulico. As cargas aplicadas foram registradas manualmente para todos os passos de carga aplicados e depois relacionadas com os valores de deslocamentos verticais e *uplift* para cada modelo ensaiado.

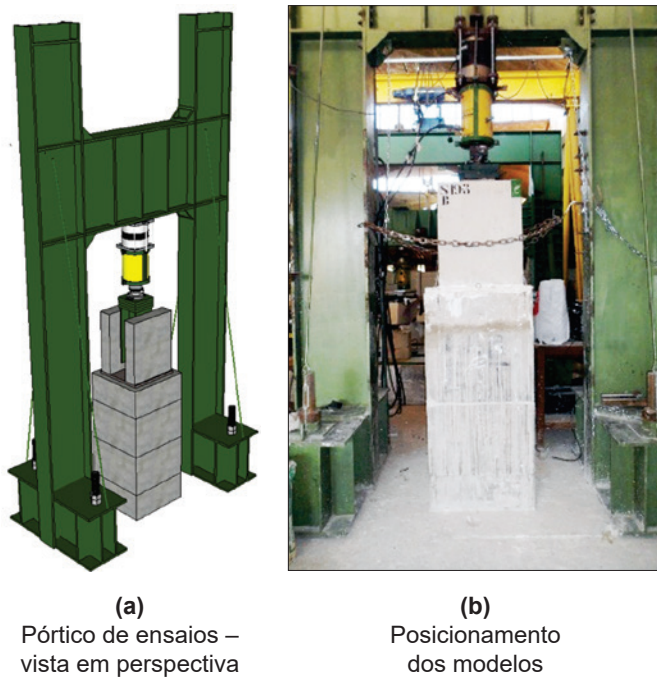


Figura 8
Sistema de ensaios utilizado para os modelos de *push-out*

2.2.4 Montagem do ensaio

O pórtico de ensaios do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília com capacidade de carga compatível com o experimento *push-out* tem altura de 3,55 metros, enquanto os modelos possuem 80 cm de altura. Para

possibilitar a aplicação de carga nos modelos, foram empilhados blocos de concreto, assentados sobre camadas de gesso, para promover um contato uniforme entre as superfícies, além de corrigir eventuais diferenças de nível (Cavalcante, 2010 [1]). Sobre o último bloco foi posicionada uma chapa de aço e sobre esta o modelo a ser ensaiado, sendo ambos posicionados também sobre camadas de gesso pelo mesmo motivo citado anteriormente. Foram utilizadas correntes envolvendo as lajes dos modelos com o objetivo de impedir a queda das lajes no momento da ruptura. Na Figura 8 são apresentados detalhes do sistema de ensaios utilizado, com o posicionamento dos modelos, do atuador hidráulico e da célula de carga na estrutura de reação.

2.2.5 Sistema de aquisição de dados

Os valores de deslocamentos obtidos através dos LVDTs foram registrados para cada passo de carga com o auxílio de módulos de aquisição de dados Spyder-8, e o *software* de aquisição de dados utilizado foi o Catman versão 4.5. O fabricante é a empresa alemã HBM (hottinger Baldwin Messtechnik GmbH). Os dados foram armazenados no computador mostrado na Figura 9(a), que também mostra os módulos Spyder-8. Dos módulos constantes na imagem, um com 8 canais foi utilizado, para os 4 LVDTs utilizados em cada ensaio.

A aquisição de dados de carregamento foi feita com a leitura direta dos valores em um painel digital e anotação manual; foram registrados os valores de carga na ruptura e imediatamente depois por meio de filmagens realizadas para todos os ensaios de *push-out*. O painel apresenta os valores de carregamento obtidos com a célula de carga a que está conectado, com capacidade de registros de carga de até 2000 kN. A célula de carga foi posicionada entre o atuador hidráulico, que transfere a carga para o modelo, e a viga do pórtico de ensaios, que fornece a reação à força gerada pelo atuador. A Figura 9(b) ilustra essa montagem.



Figura 9
Sistema de aquisição dos dados e bombas hidráulicas para aplicação da carga

O carregamento foi aplicado através da bomba hidráulica elétrica mostrada na Figura 9(b). Essa bomba permite a aplicação da carga com controle de força, que é mostrada no painel digital.

3. Resultados e discussões

3.1 Ensaio de push-out

Os modelos executados com conectores de cisalhamento *stud*

bolt e Treliçados (constituídos de barras dobradas de aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm) foram submetidos a ensaios experimentais de *push-out*, no intuito de averiguar as potencialidades dos conectores Treliçados propostos neste estudo e estabelecer uma análise comparativa dos resultados de deslocamentos com os modelos com conectores *stud*.

Os ensaios de *push-out* foram conduzidos considerando os procedimentos descritos na norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9], aceita como padrão internacional para avaliação de novos conectores

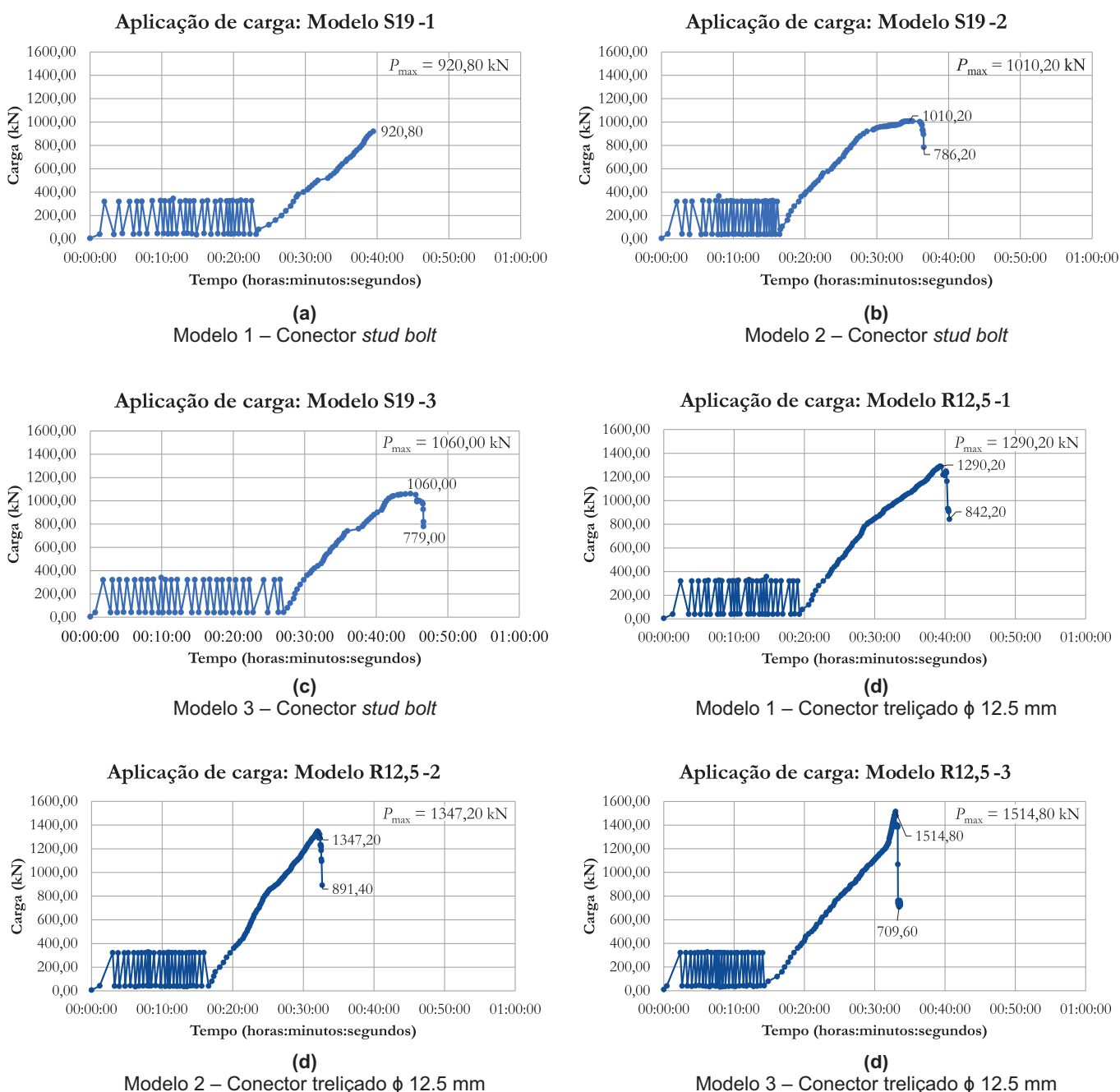


Figura 10
 Aplicação de carga pelo tempo para os modelos experimentais ensaiados

Tabela 5

Cargas de ruptura para todos os modelos ensaiados

Modelo	P_{\max} total (kN)	P_{med} total (kN)	P_{cmax} conector (kN)	P_{cmed} conector (kN)	P_d (kN)
SR19-1	920,80		115,10		
SR19-2	1010,20	997,00	126,28	124,63	58,79
SR19-3	1060,00		132,50		
R12,5-1	1290,20		161,28		
R12,5-2	1347,20	1384,07	168,40	173,01	87,50
R12,5-3	1514,80		189,35		

de cisalhamento em vigas mistas de forma econômica, rápida e confiável.

A seguir são apresentados os resultados obtidos com os ensaios de *push-out* para os modelos experimentais construídos.

3.1.1 Cargas de ruptura e resistência de projeto

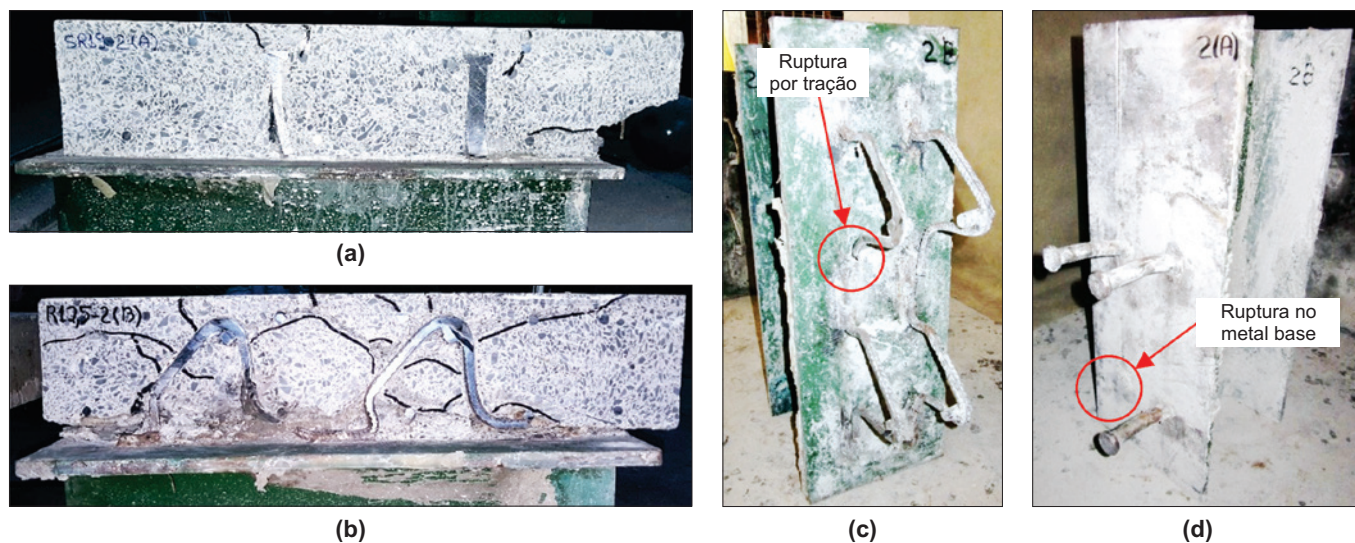
O carregamento foi aplicado nos modelos experimentais, por intermédio de um atuador hidráulico ligado a uma bomba hidráulica e posicionado em linha com uma célula de carga, seguindo-se as recomendações da norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9]. Foram aplicados inicialmente 25 ciclos de carregamento nos modelos com carregamento variando de 40,0 kN a 320 kN para todos os modelos, o que representa 5% e 40% da carga de ruptura estimada para os modelos experimentais ensaiados que foi de 800 kN para os conectores Trelaçados e *stud bolt*, carregamentos estes obtidos em estudos numéricos realizados através do programa ANSYS versão 14.5. Na Figura 10 são apresentados detalhes da aplicação de carga nos modelos experimentais durante os ensaios, onde P_{\max} é o valor de carga máxima alcançada para cada modelo ensaiado.

De acordo com as recomendações da EN 1994-1-1:2004 [9] os modelos experimentais devem ser levados à ruptura após o 25º ciclo de carregamento, em tempo não inferior a 15 minutos, a partir do valor de 40% da carga de ruptura estimada (320 kN), o que foi realizado para os seis ensaios experimentais de *push-out*. O monitoramento dos valores de deslocamento não foi possível para a fase de decréscimo de 20% da carga máxima no modelo S19-1, com conectores *stud bolt*, conforme pode ser constatado na Figura 10(a), pois a ruptura para esse modelo foi abrupta, com queda repentina do carregamento atuante.

Na Tabela 5 são apresentados os valores das cargas de ruptura para todos os modelos ensaiados.

As cargas de ruptura obtidas nos 6 ensaios foram superiores ao valor estimado de 800 kN para a configuração de conectores adotada. Os ensaios foram considerados válidos, sem a necessidade de se ensaiar modelos adicionais, tendo em vista a exigência de que os 3 valores de carga máxima P_{\max} não difiram em mais de 10% da média dos resultados de carga de ruptura para os modelos com configuração idêntica.

A EN 1994-1-1:2004 [9] apresenta uma expressão, equação 1,


Figura 11

Análise dos modelos experimentais após a ruptura: (a) Corte longitudinal da laje A do modelo S19-2, (b) Corte longitudinal da laje B do modelo R12,5-2, (c) Modelo R12,5 – Laje B após demolição do concreto e (d) Modelos S19-2 – Laje A após a demolição do concreto

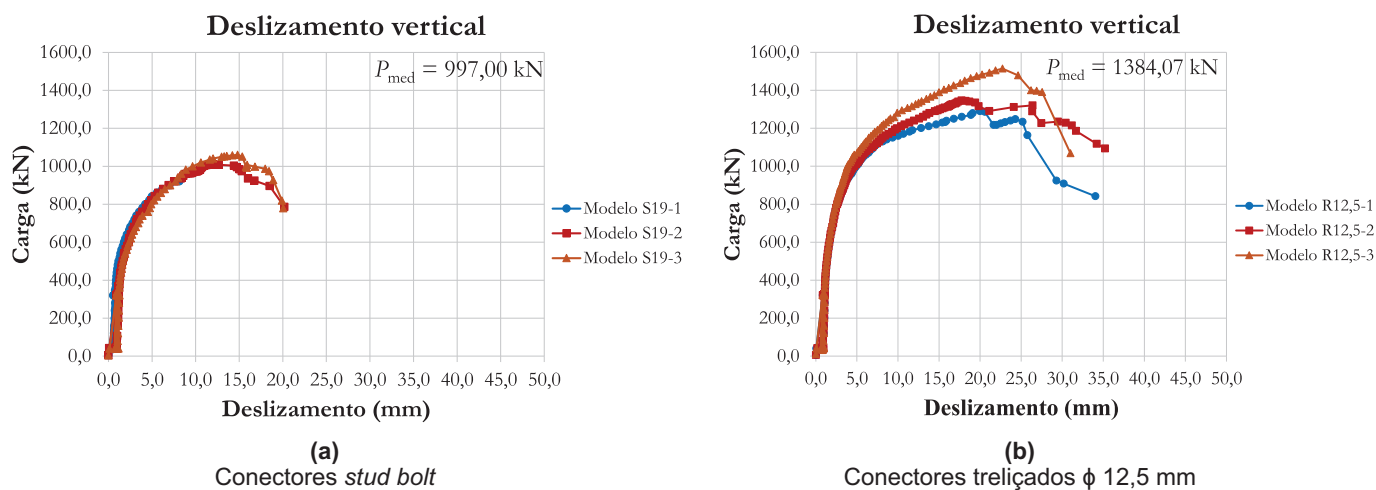
**Figura 12**

Gráfico de deslizamento vertical médio pela carga para os modelos ensaiados

para cálculo da resistência de projeto dos conectores de cisalhamento avaliados por ensaios de *push-out*.

$$P_{Rd} = \frac{f_u \cdot P_{Rk}}{f_{ut} \cdot \gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (1)$$

onde:

f_u é a mínima resistência à ruptura do material constituinte do conector;

f_{ut} é a resistência real de ruptura do material constituinte do conector;

P_{Rk} é o menor valor de carga de ruptura dos modelos ensaiados (dividido pelo número de conectores) reduzido em 10%;

γ_v é o coeficiente parcial de segurança; o valor recomendado pela EN 1994-1-1:2004 [9] é igual a 1,25.

A carga resistente de projeto obtida por meio da equação 1 é para um conector de cisalhamento. Utilizando-se a equação acima, foram obtidos os valores de cargas resistentes de projeto de 58,79 kN para um conector *stud bolt* e 87,50 kN para um conector Treliçado de 12,5 mm de diâmetro. Cada modelo do ensaio de *push-out* foi executado com 8 conectores, portanto a resistência de projeto para os modelos com conectores *stud bolt* é de 470,32 kN e de 700 kN para os modelos com conectores Treliçados.

Assim como observado em Cavalcante (2010) [1], a ruptura dos conectores *stud bolt* ocorreu no metal base próximo à região

da solda, porém sem haver falha na própria solda, conforme determina a AWS D1.1/D1.1M (2015) [14], havendo o destacamento de uma das lajes de cada modelo ensaiado. Nos modelos com conectores Treliçados não foi observada falha na solda dos conectores. A ruptura dos conectores Treliçados ocorreu por tração em uma das hastes dos conectores, não havendo destacamento das lajes dos modelos. A coesão das partes dos modelos (lajes e perfis metálicos) foi garantida por uma haste de cada conector Treliçado, que permaneceu íntegra após os ensaios experimentais. Nos conectores Treliçados as rupturas se deram nas hastes verticais, na região próxima ao plano de cisalhamento entre laje e mesa dos perfis metálicos. Na Figura 11 são apresentados detalhes dos modos de ruptura observados nos modelos experimentais.

3.1.2 Deslizamento vertical

Os deslizamentos verticais relativos entre o perfil metálico e as lajes de concreto dos modelos foram acompanhados durante os ensaios experimentais de *push-out* por meio de dois LVDTs posicionados de forma simétrica em relação à alma do perfil metálico dos modelos, estes LVDTs receberam a denominação de LVDT V1 e LVDT V2. Os valores médios de deslocamentos verticais registrados pelos LVDTs V1 e V2 são apresentados na Figura 12.

Tabela 6

Classificação dos conectores de acordo com a ductilidade

Tipo de conector	Modelo	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Classificação EN 1994-1-1:2004 [9]	Modo de ruptura
<i>Stud bolt</i>	SR19-1	-	-	-	Ruptura na região do metal base
	SR19-2	17,50	15,75	Dúctil	
	SR19-3	18,60	16,74	Dúctil	
Treliçado ϕ 12,5 mm	R12,5-1	25,75	23,18	Dúctil	Ruptura da haste vertical dos conectores e ruptura do concreto
	R12,5-2	27,40	24,66	Dúctil	
	R12,5-3	27,90	25,11	Dúctil	

Com os dados de deslizamento entre perfil metálico e laje de concreto realizou-se o procedimento para classificação dos conectores analisados quanto a sua ductilidade, considerando os resultados do gráfico carga x deslizamento para os modelos, onde foi possível realizar a redução de carga em 20% após alcançada a

carga máxima do modelo experimental. Esse procedimento consiste em obter a carga resistente característica P_{uk} , 10% menor que a carga máxima e seu deslizamento vertical correspondente pelo gráfico, (δ_u). Segundo a EN 1994-1-1:2004 [9] os conectores dos modelos de *push-out* que conduzirem a valores de desliza-

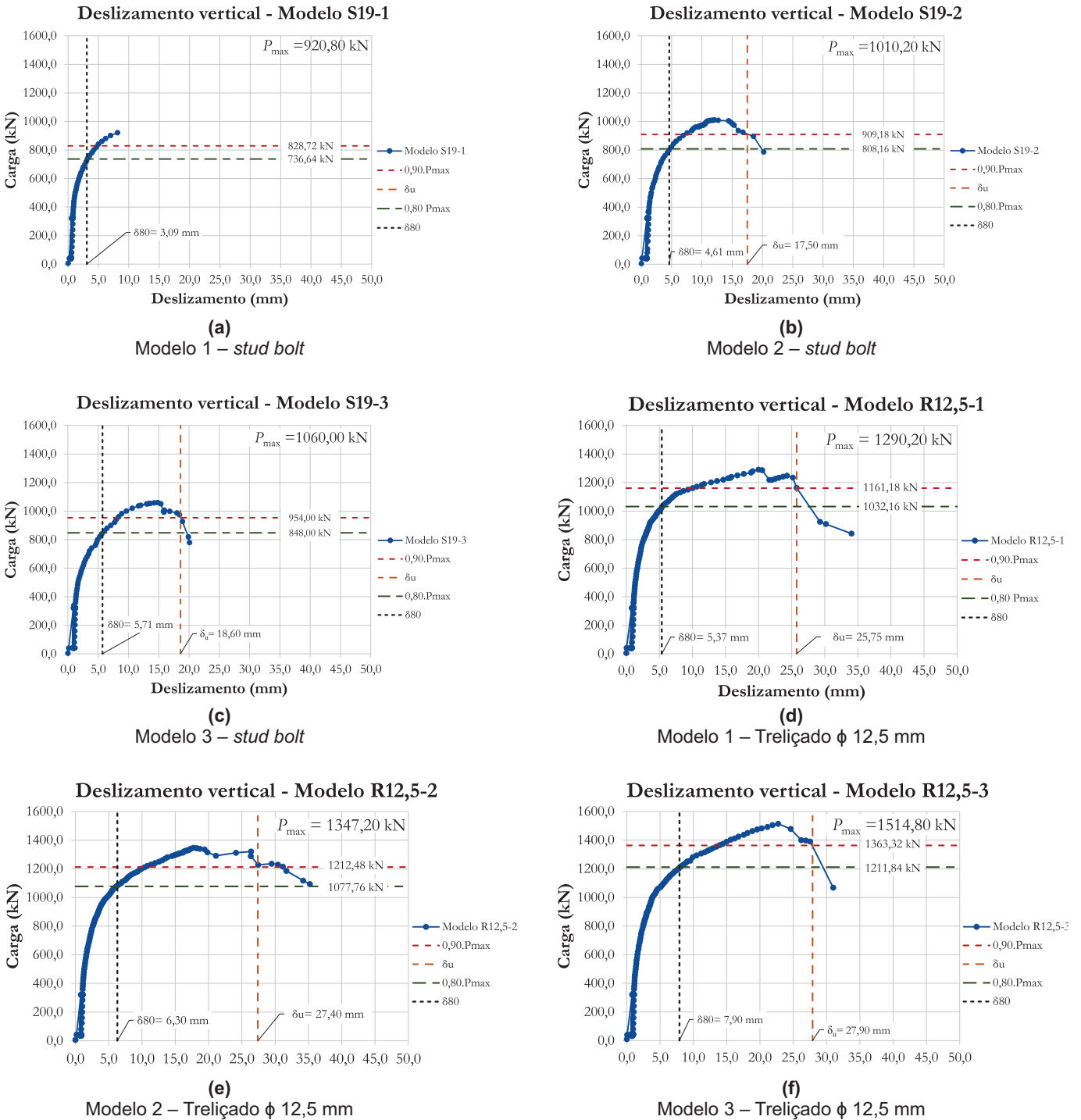


Figure 13

Average curves: vertical displacement vs applied load for the specimens tested for the calculation of the characteristic vertical-displacements (slip)

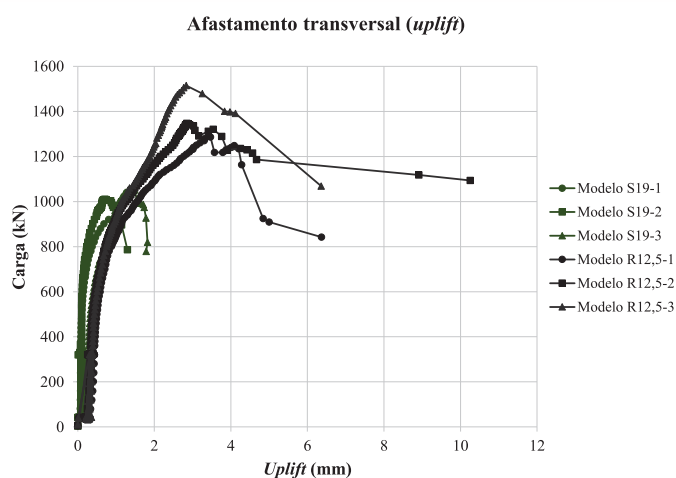


Figura 14
Gráfico de separação transversal (*uplift*) média pela carga para os seis modelos ensaiados

mento característico ($\delta_{uk} = 0,9 \cdot \delta_u$) maiores que 6,0 mm são classificados como dúcteis, se os valores de δ_{uk} forem menores que 6,0 mm os conectores ensaiados são classificados como não dúcteis. Os conectores *stud bolt* e Trelaçados de 12,5 mm de diâmetro apresentaram valores de δ_{uk} maiores que 6,0 mm e podem ser classificados como dúcteis. Segundo a norma EN 1994-1-1:2004 [9] os conectores dúcteis podem ser considerados com comportamento plástico ideal, com deformação plástica e boa distribuição de esforços entre os conectores para cargas de serviço. Na Figura 13 são mostrados os valores de δ_u e δ_{80} obtidos, respectivamente, para 90% e 80% da carga de ruptura de cada modelo e na Tabela 6 são mostrados os valores calculados de δ_{uk} e a classificação dos conectores quanto a ductilidade de acordo com os critérios da EN 1994-1-1:2004 [9].

3.1.3 Afastamento transversal – *uplift*

Para o monitoramento do afastamento horizontal das lajes (*uplift*), utilizou-se dois LVDTs fixados numa laje e apoiados na outra, em duas alturas, de forma a permitir o cálculo do deslocamento médio na posição do centroide dos conectores. A Figura 14 traz um comparativo entre os valores médios dos dois LVDTs horizontais para cada modelo ensaiado.

Com os ensaios pode ser observado que os LVDTs H1 e H2 registraram resultados similares de afastamento entre as lajes com a progressão do carregamento, permitindo concluir que o afastamento horizontal entre as lajes dos modelos ocorreu de forma semelhante para as duas posições avaliadas. Nos modelos com conectores Trelaçados de 12,5 mm houve maiores valores de *uplift* na parte inferior das lajes para valores de carga próximos a P_{max} (carga máxima de ensaio) e na fase de declínio do carregamento no final dos ensaios.

Na Figura 14 observa-se que os conectores Trelaçados conduziram a maiores valores de carga máxima para os modelos experimentais e maiores valores de *uplift*. Em algumas aplicações estruturais, como no caso das vigas mistas, além das forças de

cisalhamento longitudinais os conectores estão sujeitos também a forças transversais ao eixo da peça, que tendem a causar a separação entre a laje de concreto e o perfil metálico. Em geral, as forças transversais que surgem são bem menores do que as forças de cisalhamento longitudinais, e na prática não é necessário calculá-las (Johnson, 1994 [15]).

4. Conclusões

Os ensaios de *push-out* realizados nesta pesquisa de acordo com as prescrições da EN 1994-1-1:2004 [9] são internacionalmente conhecidos, aceitos e largamente utilizados para a avaliação de novos tipos de conectores de cisalhamento.

Os resultados dos ensaios de *push-out* com conectores *stud bolt* (19,0 mm de diâmetro) e Trelaçados do tipo R12,5 (12,5 mm de diâmetro) mostraram que, além da praticidade de fabricação – material de fácil aquisição e processo de fabricação largamente conhecido –, os conectores Trelaçados apresentaram maior capacidade resistente, atendendo aos parâmetros de deslizamento longitudinal entre laje e perfil e *uplift* preconizados pela EN 1994-1-1:2004 [9].

Os ensaios de *push-out* foram conduzidos no intuito de se realizar a caracterização dos conectores de cisalhamento estudados quanto a sua capacidade de carga de projeto e quanto a sua ductilidade, levando em consideração as prescrições da norma europeia EN 1994-1-1:2004 [9]. Assim, podem ser listadas as seguintes conclusões acerca dos ensaios realizados:

- A resistência última dos modelos de *push-out* com os 8 conectores Trelaçados de 12,5 mm foi em média de 1384,07 kN, o que corresponde a 173 kN por conector de cisalhamento e para os modelos com conectores *stud bolt* a resistência máxima foi em média de 997,0 kN, sendo 124,63 kN por conector;
- O procedimento de cálculo da resistência de projeto para cada conector de cisalhamento (P_{Rd}), pela norma EN 1994-1-1:2004 [9], levou ao resultado de 62,45 kN por conector *stud bolt* e 87,50 kN por conector Trelaçado de 12,5 mm de diâmetro;
- Foi realizado o alívio de carga de 20% no final dos ensaios para cinco modelos submetidos aos ensaios de *push-out*, 3 modelos com conectores Trelaçados e 2 modelos com conectores *stud bolt*, possibilitando a classificação dos conectores *stud bolt* e Trelaçados de 12,5 mm como dúcteis, portanto, com comportamento de deformação plástica ideal na ruptura, com distribuição dos esforços entre os conectores para valores de carga de serviço;
- Os conectores Trelaçados de 12,5 mm proporcionam maior capacidade de carga e maiores valores de *uplift* em relação aos conectores *stud bolt*.
- Os conectores Trelaçados submetidos aos ensaios de cisalhamento direto apresentaram ruptura por tração na haste vertical, com a solda suficientemente resistente aos carregamentos aplicados, enquanto que os modelos com conectores *stud bolt* apresentaram ruptura de todos os conectores em uma das lajes na região da solda com o perfil metálico, com ruptura no metal base.

5. Agradecimentos

Os autores gostariam de manifestar seu agradecimento ao apoio concedido pela empresa CONCRECON, com a doação de todo o

concreto utilizado nesta pesquisa e pela empresa CPC ESTRUTURAS pela doação de todos os perfis metálicos e conectores *stud bolts* utilizados nos ensaios experimentais desta pesquisa. Fica o agradecimento também ao CNPQ pelo fomento à pesquisa e à Universidade de Brasília (UnB), que por meio dos seus diversos laboratórios e da prefeitura universitária possibilitou a construção e ensaio de todos os modelos experimentais estudados neste trabalho.

6. Referências bibliográficas

- [1] CAVALCANTE, O. R. O. (2010). Estudo de Conectores de Cisalhamento do Tipo 'V' em Vigas Mistas. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 006/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). ABNT NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço e de mistas aço e concreto de edifícios.
- [3] CHAVES, I. A., (2009). Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido. Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.
- [4] VERÍSSIMO, G. S., (2007). Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de Doutorado em Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de Federal de Minas Gerais, 290p.
- [5] REHMAN N., D. LAM, X. DAI, A.F. ASHOUR., (2016). Experimental study on demountable shear connectors in composite slabs with profiled decking. *Journal of Constructional Steel Research*, 122. pp. 178–189.
- [6] DAI X.H., D. LAM, E. SAVERI; (2015). Effect of concrete strength and stud collar size to shear capacity of demountable shear connectors. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 141.
- [7] PATHIRANA S.W., B. UY, O. MIRZA, X. ZHU., (2015). Strengthening of existing composite steel concrete beams utilizing bolted connectors and welded studs. *Journal of Constructional Steel Research*, 114. pp. 417–430.
- [8] BARBOSA, W. C. S., (2016). Estudo de Conectores de Cisalhamento em Barras de Aço para Vigas Mistas de Aço e Concreto. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 008A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 511p.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2004). 1994-1-1: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures; Part 1.1: General rules and rules for buildings.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). ABNT NBR 5739. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). ABNT NBR 8522. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). ABNT NBR ISO 6892-1. Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). ABNT NBR 7480. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.
- [14] AWS D1.1/D1.1M (2015). Structural Welding Code – Steel. American Welding Society (AWS) D1 Committee on Structural Welding.
- [15] JOHNSON, R. P. (1994). Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings. Vol. 1, 2nd edition, Oxford (UK): Blackwell Science Ltd.

About the use of semi-continuity in simply supported composite steel and concrete beams, to remove fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of less than 30 minutes

Sobre a consideração da semicontinuidade de vigas mistas de aço e concreto biapoiadas, para eliminar o revestimento contra fogo para TRRF inferiores a 30 minutos



L. C. ROMAGNOLI ^a
lucas.romagnoli@usp.br
<https://orcid.org/0000-0002-3693-1128>

V. P. SILVA ^a
valpigss@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-3302-8520>

Abstract

Previous studies of the behavior under fire conditions of composite steel and concrete beams, not subjected to local buckling (compact steel profile), showed that it's not possible to justify, by design code methods, the absence of fire coating for 30 minutes standard-fire resistance requirement, even when considering the support rotational stiffness provided by the upper longitudinal slab reinforcement (semi-continuity). The purpose of this work is to verify the viability of this proposal for lower standard-fire resistance time, which, although rare, may occur with the use of the equivalent time method.

Keywords: fire, composite steel concrete beam, semi-continuous.

Resumo

Estudos anteriores do comportamento sob ação do incêndio de vigas mistas de aço e concreto, sem instabilidades locais (ditas compactas), considerando a rigidez à flexão nos apoios fornecida pela armadura negativa longitudinal à viga (semicontinuidade), mostraram que não é possível justificar a ausência de revestimento contra fogo para tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) de 30 minutos utilizando métodos normatizados. O objetivo deste trabalho é verificar a viabilidade dessa proposta para tempos inferiores, que, embora raros, podem ocorrer com o uso do método do tempo equivalente.

Palavras-chave: incêndio, viga mista de aço e concreto, semicontínua.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

1.1 Objective

A simply supported composite steel and concrete beam designed at room temperature, when analyzed in a fire situation according to design procedures, generally does not have sufficient structural safety, unless fireproof coatings are present. Such solution is responsible for raising costs related to the composite structural system.

The objective of this study is to evaluate the behavior of composite steel and concrete beams in fire situation, taking into consideration the rotational stiffness of the supports provided by the slab's reinforcement mesh and by the restriction of the steel profile's lower flange, creating a composite connection and ensuring a semi-continuous behavior, as shown in Figure 1.

The ultimate limit state was analyzed using a simplified method according to ABNT NBR 14323 [1] standard, taking into account the cross section's plastic properties. Since this standard does not explicitly presents the necessary design formulation, those are developed in detail by Romagnoli and Silva [2].

For a better understanding of the presented results, the load factor is defined here as the ratio between the resistant bending moments in fire situation (considering the semi-continuity of the composite beam) and the resistant bending moment at room temperature (considering a simply supported composite beam), according to Equation (1).

$$\text{load factor} = \frac{M_{Rd,fi}^+ + M_{Rd,fi}^-}{M_{Rd,0}^+} \quad (1)$$

Previous results (Romagnoli and Silva [2]) showed that it is not possible, for unprotected semi-continuous composite beams, to justify load factors higher than 0.7 for a 30 minute standard-fire resistance requirement following standard procedures (such criteria was adopted since ABNT NBR 14323 [1] allows, for simplicity, the use of a 0.70 load factor, described in terms of internal forces, for the fire ultimate limit state design). It is necessary to evaluate the same procedures for standard-fire resistance requirements of less than 30 minutes which, although not so common, can be adopted according to the so-called time equivalence method.

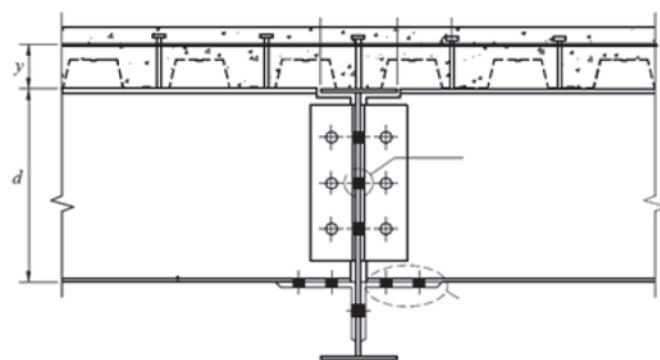


Figure 1
Composite connection
(adapted from ABNT NBR 8800 [11])

1.2 Background

Usually steel structures are associated with the imperative need to adopt fireproof coatings. Fire engineering studies aim to break this paradigm by better understanding the phenomena associated with the fire itself or the behavior of structures at elevated temperatures, thus allowing safer and more economical buildings.

Robinson and Latham (1986, apud Wang [3]) point out that in 1986 the use of fireproof coatings represented 30% of the total cost of a steel structure, which generated a major disadvantage in relation to concrete structures. With this problem in mind, both the steel industry and the scientific community sought to study the behavior of structures under fire.

The benefits of composite steel and concrete construction regarding the building fire resistance, when compared to the isolated steel structural member analyzed in laboratory, have been the object of studies by several authors. Comparing a steel and concrete composite beam numerical model to the registered results of the Cardington tests, Usmani et al. [4] emphasize the importance of taking the materials thermal expansion coefficient into consideration so that the models are close to reality and also conclude that the concrete slab large deformations induce a catenary behavior in the beam, responsible for preventing its collapse, highlighting the importance of the reinforcement mesh present in the slab to resist these nonlinear effects, expressively increasing the capacity of the composite beams.

Kodur et al. [5] noticed the importance of taking the catenary effect on the concrete slab into consideration when evaluation the fire resistance of a floor by comparing the results of a numerical model with a single floor system laboratory tests. The internal beams were unprotected, while the outer edge beams (which support the internal beams) received fireproof coatings rated for a standard-fire resistance requirement of 60 minutes. Both in the numerical analysis and in the laboratory tests, the system withstand higher times, ranging from 85 to 110 minutes. The concrete slab was able to transfer the loads acting on the weakened internal beams to the external ones.

Huang et al. [6] emphasize the role of the reinforcement mesh present in the concrete slab to resist catenary stresses. By using finite elements they analyzed the impact of three different reinforcement meshes, noting that the reinforcement ratio becomes relevant after the unprotected beams that support the floor reach a temperature of 500 °C, moment when the nonlinearity is mobilized by the great deformations. The author concludes that the concrete slab capacity in fire situation is directly dependent on the configuration and strength of the slab's reinforcement mesh.

The consideration of the semi-continuity in the fire analysis of a composite beam has already been proposed by Ioannides and Mehta [7] who analyzed the cross section plastic capacity in the middle of the span and in the supports and affirmed, for the protected case, that there is a relevant structural strength increase. The authors state that most composite beams are designed at room temperature to meet service limits states and that there is a reserve in their structural capacity as the deformation limit is not considered in fire design.

Fakury et al. [8] compared the case of a simply supported and semi-continuous composite beam with fireproof coating, using the

design method proposed by Eurocode EN 1994-1-2 [9]. As a conclusion, they found a strength capacity increase of 116% to 123% of the protected beam when analyzed as semi-continuous in comparison to the simply supported case.

Fischer and Varma [10] analyzed three-dimensional finite-element models of composite beams with typical hinged connections (shear plates, single-angles and double-angles). They compared a single frame model with models considering the continuity of the slab through the floor, thus having a resistant negative bending moment in the support regions. As a conclusion, they affirm that the continuity of the slab in the supports and the reinforcement mesh present in the slab have great influence on the behavior of the beam and the connections during fire, also concluding that there was no premature failure of the connections during fire exposure. Romagnoli and Silva [2] studied the behavior of unprotected composite beams under fire taking into consideration the negative moment resistance in the supports provided by the slab's reinforcement mesh and restriction of the steel profile's lower flange, forming a composite connection, and concluded that, although there is a significant increase in the strength of the semi-continuous composite beam compared to the simply supported case (about 90%), this procedure is not enough to dispense fireproof coatings using the design method according to the ABNT NBR 14323 [1] standard, for 30 minutes standard-fire resistance requirement. This paper represents the continuation of these studies for lower standard-fire resistance times.

1.3 Problem analysis

The study was carried out for several cross sections, covering the variety of Gerdau brand profiles and 8 to 18 cm flat slab thicknesses. Following the recommendation of ABNT NBR 8800 [11] item O.2.4.1.1, adjusted for fire situation as suggested by ABNT NBR 14323 [1] by reducing the slenderness parameters by 0.85 of its room temperature values, some profiles classified as a slender, that is, with a flange width and thickness ratio greater than $0.32 \sqrt{E/f_y}$, were not considered in the analysis. The compressive strength of the concrete was assumed 30 MPa and the steel yield strength 345 MPa. The shading factor was calculated as recommended by [1].

The distortional buckling that may occur in the negative bending moment regions of composite beams was not considered. Therefore, for direct use of the presented results, it must be ensured that the λ_{dist} parameter, determined according to ABNT NBR 8800 [13] O.2.5.2, is higher than 0.4. ABNT NBR 14323 [1] does not provide specific recommendations for distortional buckling of composite beams in fire situation, but in case of cold formed profiles it is advised λ_{dist} to be calculated as at room temperature, however with the use of a steel yield strength reduction factor recommended for local buckling cases, $k_{\sigma,0}$.

The effective width of the concrete slab was 2 meters for all cases. The slab reinforcement ratio was such that it allowed the development of the maximum negative bending moment resistance. The number of shear connectors was the required for full iteration at room temperature.

The moment resistant capacity of the semi-continuous composite beams was evaluated by varying the standard-fire resistance requirement by one minute, successively. One of the IT08 [12] rec-

ommendations when using the equivalent time method is to adopt a 15 minute lower limit, so the analyzes comprise the 15 to 30 minutes time range.

The objective is to determine the load factors for each profile and slab thickness. By varying the standard-fire resistance requirement it is possible to define in which time the load factor becomes higher than 0.7 when adopting the maximum possible reinforcement ratio. Again, such a criterion was used since ABNT NBR 14323 [1] allows, for simplicity, the adoption of a load factor of 0.70, described in terms of internal forces, for the fire ultimate limit state design. Numerical studies, still to be published, shows that the temperature distribution along the height of the steel profile becomes almost uniform with the evolution of the standard fire, so that the effects associated with the thermal gradient are reduced with time. All the fire resistance times found in the numerical models for the semi-continuous condition were superior to those estimated by design methods and also superior to the simply supported case, even considering the indirect stresses caused by thermal expansion. With that in mind, the hypothesis of neglecting stresses caused by the thermal gradient is valid for standard-fire times greater than 15 minutes, since the consideration of the geometric and material nonlinearity was enough to mitigate the harmful effects of the thermal expansion and rotational restraint of the supports. It is worth noting that in order to take advantage of such beneficial effects, the reinforcement mesh ratio should be extended to the entire length of the beam, not only in the region of negative bending moments, since the slab must withstand catenary stresses along the span that arise from the large displacements observed during fire.

2. Concrete slab temperature

Since ABNT NBR 14323 [1] does not indicate the slab's slices temperatures for less than 30 minutes standard-fire resistance requirement it was necessary to evaluate those temperatures with aid of a numerical model. To perform the thermal analysis, a numerical model was developed in ABAQUS simulating the temperature field

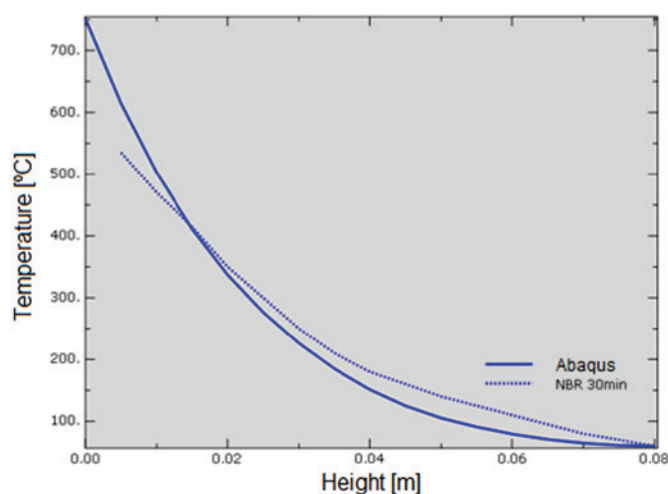


Figure 2
Temperature as function of the slab height, 30 minutes

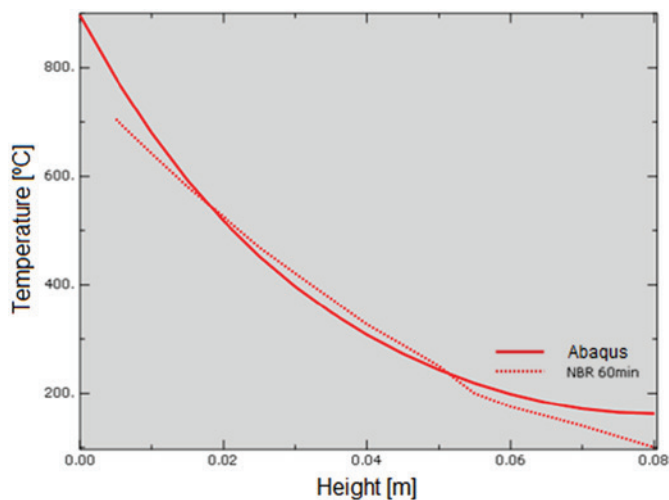


Figure 3
Temperature as function of the slab height, 60 minutes

of a slab with 8 cm thickness under the standard fire. The concrete thermal properties followed the recommendations of ABNT NBR 15200 [13]. The emissivity was considered constant and equal to 0.7 and the Stefan-Boltzmann constant equal to $5,669 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$. The finite elements mesh was constructed by 8 nodes three-dimensional prismatic elements, so called DC3D8.

To evaluate the behavior of the numerical model, the results were initially compared to the values recommended by ABNT NBR 14323 [1] for greater standard-fire resistance requirement times. The graphs shown in Figure 2 and Figure 3 represent the temperature distribution along the height of the concrete slab for standard-fire resistance requirement of 30 and 60 minutes respectively, where 0 is the slab underside. The dotted line indicates the values recommended by the design standard and the full line the temperatures determined by the numerical model. It is noted that the

Table 1

Concrete slab temperature distribution [°C] for standard fire resistance requirement of less than 30 minutes

Slice	Height (y) mm	Standard fire resistance requirement (min)		
		15	20	25
1	0 to 5	424	506	565
2	5 to 10	318	394	453
3	10 to 15	238	308	363
4	15 to 20	178	240	291
5	20 to 25	133	186	233
6	25 to 30	102	145	186
7	30 to 35	81	114	149
8	35 to 40	64	92	120
9	40 to 45	51	75	100
10	45 to 50	42	62	83
11	50 to 55	35	51	70
12	55 to 60	30	44	60
13	60 to 80	25	38	48
14	≥ 80	23	31	44

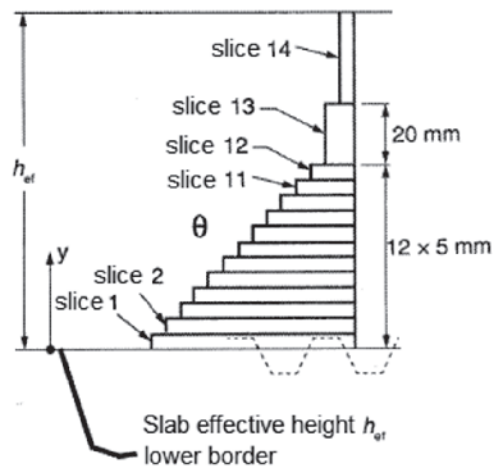


Figure 4
Temperature as function of the slab height, times less than 30 minutes

results are coherent and present good relation when compared to the design recommendations.

With the objective of evaluating temperatures below 30 minutes in mind, the graph of Figure 4 indicates the results for 15, 20 and 25 minutes. Lower times were not recorded since 15 minutes is the lower limit recommended by IT08 [12] when using the equivalent time method.

Table 1 presents the temperature values of each slab slice calculated by the thermal analysis in a similar manner as the ABNT NBR 14323 [1] standard. Those values were adopted when determining the design positive bending moment resistance of the composite section. For intermediate standard-fire times, linear interpolation was performed.

3. Results

Table 2 to Table 5 indicate the load factors, Equation (1), for

standard-fire resistance requirements ranging from 15 up to 30 minutes, for slabs with 10 cm thickness and steel profiles of the Gerdau brand. The column indicated as "SS" shows the load factor for the simply supported condition, which means, without taking the negative bending moment resistance into consideration. The column indicated as "SC" shows the load factor for the semi-continuous condition with adoption of the maximum reinforcement ratio, which is indicated in Table 6 and Table 7. The highlighted values represent loading factors greater than 0.7, therefore, if there is a highlight value in the column indicated as "SS" it is concluded that the unprotected beam has enough structural capacity in fire even without considering the semi-continuity (no reinforcement mesh present) for the associated standard-fire resistance requirement. With these values we can know, for a given load factor and steel

profile, if the consideration of the semi-continuity, adopting the maximum reinforcement rate, is sufficient to justify the design standard-fire resistance requirement time. The tables should be used according to the following calculation steps:

1. Determine the fire design load factor, remembering that 0.7 is a simplified recommendation of ABNT NBR 14323 [1]; a more precise determination of the building dead and live loads can lead to lower load factors. E.g.: a building fire design has a 0.6 load factor;
2. Identify the structural design geometric characteristics. E.g.: the composite beam to be analyzed is made of a W460x74,0 profile and a 10 cm thickness slab;
3. Use Table 2 to Table 5 to determine the standard-fire resistance requirement where the load factor is greater than the

Table 2

Load factors as function of the standard fire resistance requirement for composite beams with 10 cm slab and Gerdau profile series W150-W360

Name	Standard fire resistance requirement (30 to 23 minutes), series W150-W360, tc = 10 cm															
	30		29		28		27		26		25		24		23	
	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC
W 150x18.0	0.11	0.20	0.11	0.21	0.12	0.21	0.12	0.22	0.13	0.23	0.13	0.24	0.14	0.26	0.15	0.28
W 150x24.0	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.14	0.25	0.15	0.26	0.16	0.28	0.17	0.31	0.19	0.35
W 150x37.1	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.29	0.17	0.32	0.19	0.35	0.22	0.40	0.24	0.44	0.27	0.49
W 200x22.5	0.11	0.20	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28
W 200x31.3	0.12	0.22	0.13	0.23	0.13	0.24	0.14	0.26	0.15	0.27	0.16	0.29	0.17	0.32	0.19	0.35
W 200x41.7	0.14	0.25	0.15	0.27	0.15	0.28	0.16	0.30	0.18	0.34	0.20	0.38	0.23	0.42	0.25	0.47
W 200x59.0	0.18	0.33	0.19	0.36	0.22	0.40	0.24	0.44	0.26	0.49	0.30	0.55	0.33	0.61	0.36	0.67
W 200x71.0	0.24	0.44	0.26	0.48	0.29	0.53	0.32	0.59	0.35	0.65	0.39	0.72	0.43	0.80	0.48	0.90
W 200x86.0	0.31	0.57	0.34	0.63	0.37	0.69	0.40	0.76	0.44	0.84	0.49	0.94	0.55	1.04	0.60	1.16
W 250x22.3	0.11	0.20	0.11	0.21	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.27
W 250x25.3	0.11	0.21	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28
W 250x28.4	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30
W 250x38.5	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30	0.18	0.33	0.20	0.37
W 250x44.8	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.27	0.15	0.29	0.17	0.31	0.19	0.35	0.21	0.39	0.23	0.43
W 250x89.0	0.24	0.45	0.27	0.50	0.30	0.55	0.32	0.61	0.36	0.67	0.39	0.74	0.43	0.82	0.48	0.93
W 250x101.0	0.30	0.56	0.32	0.61	0.35	0.67	0.39	0.73	0.42	0.80	0.47	0.90	0.52	1.01	0.58	1.12
W 250x115.0	0.35	0.67	0.38	0.73	0.41	0.79	0.45	0.88	0.50	0.98	0.56	1.09	0.61	1.20	0.66	1.31
W 310x23.8	0.11	0.20	0.11	0.21	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.22	0.13	0.23	0.13	0.24	0.14	0.26
W 310x28.3	0.11	0.21	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28
W 310x32.7	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30
W 310x44.5	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30	0.18	0.33	0.20	0.37
W 310x52.0	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.17	0.32	0.19	0.35	0.21	0.39	0.23	0.43
W 360x32.9	0.11	0.21	0.11	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28
W 360x39.0	0.11	0.22	0.12	0.22	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.27	0.15	0.29	0.16	0.31
W 360x51.0	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30	0.18	0.33	0.19	0.37
W 360x57.8	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.27	0.15	0.28	0.16	0.30	0.18	0.33	0.20	0.37	0.22	0.41
W 360x64.0	0.14	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.17	0.31	0.18	0.34	0.20	0.38	0.22	0.42	0.25	0.47
W 360x72.0	0.15	0.28	0.16	0.30	0.17	0.32	0.19	0.36	0.21	0.39	0.23	0.43	0.25	0.48	0.28	0.53
W 360x79.0	0.16	0.31	0.18	0.33	0.20	0.37	0.21	0.40	0.24	0.44	0.26	0.49	0.29	0.55	0.32	0.60
W 360x91.0	0.18	0.34	0.20	0.37	0.22	0.41	0.24	0.45	0.26	0.50	0.29	0.55	0.32	0.61	0.35	0.67
W 360x101.0	0.21	0.39	0.23	0.43	0.25	0.48	0.28	0.53	0.31	0.58	0.33	0.64	0.37	0.70	0.42	0.80
W 360x110.0	0.24	0.45	0.26	0.49	0.28	0.54	0.31	0.59	0.34	0.65	0.37	0.71	0.42	0.81	0.47	0.91
W 360x122.0	0.27	0.51	0.29	0.56	0.32	0.61	0.35	0.67	0.38	0.73	0.43	0.83	0.48	0.93	0.53	1.04

*SS = Simply Supported; SC = Semi-continuous; Highlighted values shows load factors greater than 0.7.

- fire design one for the simply supported case (column "SS"). E.g.: Table 5 shows that the W460x74,0 profile has a 0.62 load factor for the simply supported case and 15 minutes standard-fire resistant requirement. For higher times all load factors are lower than the fire design one (0.6);
- Use Table 2 to Table 5 to determine the standard-fire resistance requirement where the load factor is greater than the fire design one for the semi-continuous case (column "SC"). E.g.: Table 5 shows that the W460x74,0 profile has a 0.67 load factor for the semi-continuous case and 19 minutes standard-fire resistant requirement. For higher times all load factors are lower than the fire design one (0.6);
 - Use Table 6 or Table 7 to determine the reinforcement ratio associated with the semi-continuous case for the development of the maximum negative bending moment resistance. E.g.: Table 7 shows that the W460x74,0 profile has a 1,28% reinforcement ratio for the 19 minutes standard-fire resistant requirement, found on step 4;
 - As a conclusion it is possible to dispense fireproof coating, based on design standard procedures, for standard-fire resistant requirement varying between the simply supported case, without any additional mesh reinforcement, and the semi-continuous case, with adoption of the maximum reinforcement ratio. E.g.: it is possible to dispense fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of 15 minutes up to 19 minutes, for reinforcement ratios varying from 0% to 1,28%;
 - In case the design standard-fire resistant requirement is an intermediate value to those found in the steps above, it is

Table 3
Load factors as function of the standard fire resistance requirement for composite beams with 10 cm slab and Gerdau profile series W150-W360 (continuation)

Name	Standard fire resistance requirement (22 to 15 minutes), series W150-W360, tc = 10 cm															
	22		21		20		19		18		17		16		15	
	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC
W 150x18.0	0.17	0.31	0.18	0.33	0.20	0.36	0.22	0.40	0.25	0.45	0.28	0.50	0.31	0.56	0.36	0.63
W 150x24.0	0.21	0.39	0.24	0.43	0.27	0.48	0.30	0.54	0.34	0.62	0.39	0.70	0.45	0.80	0.52	0.91
W 150x37.1	0.31	0.56	0.34	0.62	0.38	0.70	0.44	0.79	0.50	0.91	0.56	1.03	0.64	1.16	0.72	1.31
W 200x22.5	0.17	0.31	0.18	0.33	0.20	0.37	0.22	0.41	0.25	0.45	0.27	0.50	0.31	0.55	0.35	0.62
W 200x31.3	0.21	0.39	0.24	0.44	0.27	0.49	0.30	0.55	0.34	0.62	0.39	0.72	0.45	0.83	0.51	0.95
W 200x41.7	0.28	0.52	0.32	0.59	0.36	0.65	0.40	0.75	0.46	0.86	0.52	0.98	0.59	1.11	0.67	1.27
W 200x59.0	0.40	0.75	0.45	0.85	0.51	0.96	0.57	1.08	0.64	1.22	0.72	1.37	0.80	1.53	0.89	1.68
W 200x71.0	0.53	1.01	0.59	1.12	0.65	1.24	0.72	1.38	0.80	1.54	0.88	1.71	0.95	1.83	1.02	1.94
W 200x86.0	0.66	1.27	0.72	1.41	0.80	1.56	0.87	1.71	0.95	1.85	1.02	1.97	1.09	2.05	1.14	2.11
W 250x22.3	0.16	0.29	0.17	0.31	0.18	0.33	0.19	0.36	0.22	0.39	0.24	0.42	0.26	0.46	0.29	0.51
W 250x25.3	0.16	0.31	0.18	0.33	0.19	0.36	0.21	0.40	0.24	0.44	0.26	0.48	0.29	0.53	0.34	0.60
W 250x28.4	0.18	0.33	0.19	0.36	0.21	0.40	0.24	0.44	0.26	0.49	0.30	0.55	0.34	0.62	0.39	0.71
W 250x38.5	0.22	0.41	0.25	0.46	0.27	0.51	0.31	0.57	0.35	0.65	0.40	0.75	0.46	0.86	0.52	0.99
W 250x44.8	0.26	0.48	0.29	0.53	0.32	0.59	0.36	0.67	0.42	0.78	0.47	0.89	0.54	1.01	0.62	1.17
W 250x89.0	0.54	1.04	0.60	1.16	0.66	1.28	0.73	1.43	0.82	1.61	0.90	1.78	0.97	1.92	1.05	2.03
W 250x101.0	0.63	1.24	0.69	1.36	0.77	1.51	0.84	1.68	0.93	1.86	0.99	1.99	1.06	2.08	1.12	2.14
W 250x115.0	0.73	1.45	0.80	1.60	0.88	1.76	0.94	1.91	1.00	2.04	1.05	2.11	1.11	2.17	1.13	2.19
W 310x23.8	0.15	0.28	0.16	0.30	0.18	0.32	0.19	0.34	0.21	0.37	0.23	0.40	0.25	0.43	0.27	0.47
W 310x28.3	0.16	0.30	0.18	0.33	0.19	0.36	0.21	0.39	0.23	0.43	0.26	0.47	0.29	0.52	0.33	0.59
W 310x32.7	0.18	0.33	0.19	0.36	0.21	0.40	0.24	0.44	0.26	0.49	0.29	0.55	0.34	0.62	0.39	0.71
W 310x44.5	0.22	0.41	0.24	0.45	0.27	0.50	0.30	0.56	0.34	0.63	0.39	0.73	0.45	0.84	0.51	0.96
W 310x52.0	0.25	0.48	0.28	0.53	0.31	0.59	0.36	0.67	0.41	0.78	0.47	0.89	0.53	1.01	0.61	1.17
W 360x32.9	0.16	0.31	0.18	0.33	0.19	0.36	0.21	0.40	0.23	0.44	0.26	0.48	0.28	0.54	0.33	0.60
W 360x39.0	0.18	0.34	0.20	0.38	0.22	0.41	0.24	0.46	0.27	0.51	0.31	0.57	0.35	0.66	0.40	0.76
W 360x51.0	0.21	0.40	0.24	0.45	0.26	0.50	0.29	0.55	0.33	0.63	0.38	0.73	0.44	0.83	0.50	0.96
W 360x57.8	0.24	0.45	0.27	0.50	0.30	0.56	0.33	0.63	0.39	0.73	0.44	0.84	0.50	0.96	0.58	1.12
W 360x64.0	0.28	0.52	0.31	0.58	0.34	0.64	0.39	0.74	0.45	0.86	0.51	0.97	0.58	1.11	0.66	1.28
W 360x72.0	0.31	0.59	0.35	0.66	0.40	0.76	0.45	0.86	0.51	0.98	0.58	1.11	0.66	1.28	0.75	1.46
W 360x79.0	0.36	0.68	0.40	0.77	0.46	0.88	0.51	0.99	0.58	1.12	0.66	1.28	0.74	1.45	0.83	1.63
W 360x91.0	0.40	0.76	0.45	0.87	0.51	0.98	0.57	1.10	0.64	1.25	0.72	1.42	0.81	1.61	0.90	1.77
W 360x101.0	0.47	0.91	0.52	1.02	0.58	1.14	0.65	1.27	0.73	1.45	0.82	1.63	0.90	1.79	0.97	1.94
W 360x110.0	0.52	1.02	0.58	1.14	0.64	1.27	0.72	1.43	0.81	1.61	0.89	1.78	0.95	1.92	1.02	2.00
W 360x122.0	0.58	1.15	0.65	1.28	0.72	1.44	0.80	1.61	0.88	1.78	0.94	1.91	1.00	2.00	1.07	2.07

*SS = Simply Supported; SC = Semi-continuous; Highlighted values shows load factors greater than 0.7.

Table 4

Load factors as function of the standard fire resistance requirement for composite beams with 10 cm slab and Gerdaul profile series W410-W610

Name	Standard fire resistance requirement (30 to 23 minutes), series W410-W610, $t_c = 10$ cm															
	30		29		28		27		26		25		24		23	
	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC
W 410x46.1	0.12	0.22	0.12	0.23	0.12	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.17	0.32
W 410x60.0	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.17	0.32	0.18	0.35	0.20	0.39
W 410x67.0	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.27	0.16	0.30	0.17	0.32	0.19	0.35	0.21	0.39	0.23	0.43
W 410x75.0	0.14	0.27	0.15	0.28	0.16	0.30	0.17	0.33	0.19	0.36	0.21	0.39	0.23	0.44	0.26	0.48
W 410x85.0	0.15	0.29	0.17	0.32	0.18	0.34	0.20	0.38	0.22	0.41	0.24	0.46	0.27	0.51	0.29	0.56
W 460x52.0	0.12	0.22	0.12	0.23	0.12	0.24	0.13	0.25	0.13	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.17	0.32
W 460x60.0	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30	0.17	0.33	0.19	0.36
W 460x68.0	0.13	0.24	0.13	0.26	0.14	0.27	0.15	0.28	0.16	0.31	0.18	0.34	0.20	0.37	0.22	0.41
W 460x74.0	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.17	0.32	0.18	0.35	0.20	0.39	0.22	0.43
W 460x82.0	0.14	0.26	0.15	0.28	0.16	0.30	0.17	0.32	0.19	0.35	0.20	0.39	0.22	0.43	0.25	0.48
W 460x89.0	0.15	0.28	0.16	0.30	0.17	0.33	0.19	0.36	0.21	0.39	0.23	0.43	0.25	0.48	0.28	0.53
W 460x97.0	0.16	0.30	0.17	0.33	0.19	0.36	0.20	0.39	0.22	0.43	0.25	0.47	0.27	0.52	0.30	0.58
W 460x106.0	0.17	0.33	0.19	0.36	0.20	0.39	0.22	0.43	0.25	0.47	0.27	0.53	0.30	0.58	0.34	0.65
W 530x66.0	0.12	0.23	0.12	0.23	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.28	0.16	0.30	0.17	0.33
W 530x74.0	0.12	0.24	0.13	0.24	0.13	0.25	0.14	0.27	0.15	0.28	0.16	0.30	0.17	0.33	0.19	0.37
W 530x85.0	0.13	0.25	0.14	0.26	0.14	0.27	0.16	0.30	0.17	0.32	0.18	0.35	0.20	0.39	0.22	0.43
W 530x92.0	0.14	0.26	0.14	0.27	0.15	0.29	0.16	0.31	0.18	0.34	0.19	0.37	0.21	0.41	0.24	0.45
W 530x101.0	0.14	0.28	0.15	0.29	0.17	0.32	0.18	0.35	0.20	0.38	0.22	0.42	0.24	0.46	0.26	0.51
W 530x109.0	0.15	0.29	0.17	0.32	0.18	0.34	0.20	0.37	0.21	0.41	0.24	0.46	0.26	0.50	0.29	0.56
W 610x101.0	0.13	0.25	0.14	0.27	0.14	0.28	0.15	0.30	0.17	0.32	0.18	0.35	0.20	0.39	0.22	0.43
W 610x113.0	0.14	0.27	0.15	0.29	0.16	0.31	0.18	0.34	0.19	0.37	0.21	0.41	0.23	0.45	0.26	0.50
W 610x125.0	0.16	0.30	0.17	0.32	0.18	0.35	0.20	0.38	0.22	0.42	0.24	0.47	0.27	0.51	0.29	0.57
W 610x140.0	0.18	0.34	0.19	0.37	0.21	0.41	0.23	0.44	0.25	0.49	0.28	0.54	0.31	0.60	0.35	0.69
W 610x174.0	0.21	0.40	0.22	0.44	0.24	0.48	0.27	0.53	0.29	0.58	0.32	0.64	0.37	0.73	0.42	0.83

*SS = Simply Supported; SC = Semi-continuous; Highlighted values shows load factors greater than 0.7.

Table 5

Load factors as function of the standard fire resistance requirement for composite beams with 10 cm slab and Gerdaul profile series W410-W610 (continuation)

Name	Standard fire resistance requirement (22 to 15 minutes), series W410-W610, $t_c = 10$ cm															
	22		21		20		19		18		17		16		15	
	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC	SS	SC
W 410x46.1	0.19	0.35	0.20	0.39	0.22	0.43	0.25	0.47	0.28	0.53	0.31	0.60	0.36	0.69	0.41	0.79
W 410x60.0	0.22	0.43	0.25	0.47	0.28	0.52	0.31	0.58	0.36	0.68	0.41	0.78	0.46	0.89	0.54	1.04
W 410x67.0	0.25	0.48	0.28	0.53	0.31	0.59	0.36	0.68	0.41	0.79	0.47	0.90	0.54	1.04	0.62	1.21
W 410x75.0	0.28	0.54	0.31	0.59	0.36	0.69	0.41	0.78	0.47	0.90	0.53	1.02	0.61	1.19	0.70	1.35
W 410x85.0	0.33	0.63	0.38	0.72	0.42	0.82	0.48	0.92	0.55	1.06	0.63	1.23	0.71	1.39	0.81	1.53
W 460x52.0	0.18	0.35	0.20	0.38	0.22	0.42	0.24	0.46	0.27	0.51	0.30	0.57	0.35	0.65	0.40	0.74
W 460x60.0	0.21	0.40	0.23	0.44	0.26	0.49	0.28	0.54	0.33	0.62	0.37	0.71	0.42	0.82	0.49	0.95
W 460x68.0	0.24	0.45	0.26	0.50	0.29	0.56	0.34	0.64	0.39	0.74	0.44	0.84	0.50	0.97	0.59	1.13
W 460x74.0	0.25	0.47	0.28	0.52	0.30	0.58	0.35	0.67	0.40	0.78	0.46	0.88	0.53	1.03	0.62	1.20
W 460x82.0	0.28	0.53	0.30	0.58	0.35	0.67	0.40	0.76	0.45	0.88	0.52	1.01	0.60	1.17	0.69	1.33
W 460x89.0	0.31	0.59	0.35	0.67	0.40	0.77	0.45	0.87	0.51	1.00	0.59	1.15	0.68	1.33	0.77	1.48
W 460x97.0	0.34	0.66	0.39	0.75	0.44	0.85	0.49	0.96	0.57	1.11	0.65	1.28	0.74	1.43	0.83	1.57
W 460x106.0	0.38	0.75	0.43	0.84	0.49	0.95	0.55	1.08	0.64	1.26	0.72	1.41	0.81	1.55	0.90	1.68
W 530x66.0	0.19	0.35	0.21	0.39	0.23	0.42	0.25	0.46	0.28	0.51	0.31	0.58	0.37	0.66	0.43	0.77
W 530x74.0	0.21	0.40	0.23	0.45	0.26	0.49	0.28	0.54	0.33	0.62	0.38	0.71	0.44	0.82	0.52	0.95
W 530x85.0	0.25	0.47	0.27	0.52	0.31	0.59	0.35	0.68	0.40	0.78	0.46	0.90	0.54	1.04	0.63	1.18
W 530x92.0	0.26	0.50	0.29	0.56	0.33	0.63	0.37	0.72	0.43	0.83	0.49	0.96	0.57	1.13	0.67	1.28
W 530x101.0	0.29	0.56	0.33	0.64	0.38	0.73	0.43	0.83	0.49	0.96	0.57	1.12	0.66	1.28	0.75	1.43
W 530x109.0	0.32	0.63	0.37	0.72	0.42	0.82	0.47	0.92	0.54	1.07	0.63	1.24	0.72	1.39	0.81	1.53
W 610x101.0	0.25	0.48	0.27	0.53	0.30	0.59	0.35	0.68	0.40	0.78	0.47	0.91	0.54	1.06	0.64	1.21
W 610x113.0	0.28	0.55	0.32	0.62	0.37	0.71	0.41	0.81	0.48	0.94	0.56	1.10	0.64	1.26	0.74	1.40
W 610x125.0	0.33	0.65	0.38	0.74	0.43	0.84	0.48	0.95	0.56	1.11	0.64	1.29	0.74	1.43	0.82	1.56
W 610x140.0	0.40	0.78	0.44	0.88	0.50	0.99	0.57	1.13	0.66	1.32	0.74	1.46	0.81	1.58	0.89	1.69
W 610x174.0	0.46	0.93	0.51	1.04	0.58	1.19	0.66	1.36	0.75	1.55	0.82	1.68	0.90	1.81	0.98	1.89

*SS = Simply Supported; SC = Semi-continuous; Highlighted values shows load factors greater than 0.7.

Table 6

Reinforcement ratio as function of the standard fire resistance requirement for development of the maximum negative bending moment, for composite beams with 10 cm slabs and Gerdau profiles series W150-W360

Reinforcement ratio (%) for standard fire resistance requirement (30 to 15 minutes), series W410-W610 - tc = 10 cm																
Name	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15
W 150x18.0	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.16	0.19	0.21	0.24	0.28
W 150x24.0	0.11	0.12	0.12	0.13	0.14	0.15	0.17	0.19	0.21	0.24	0.28	0.31	0.36	0.42	0.48	0.54
W 150x37.1	0.21	0.22	0.24	0.27	0.30	0.35	0.39	0.44	0.50	0.57	0.64	0.73	0.82	0.91	1.02	1.11
W 200x22.5	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.12	0.12	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20	0.23	0.26	0.30	0.35
W 200x31.3	0.14	0.15	0.16	0.17	0.19	0.20	0.22	0.26	0.29	0.33	0.37	0.43	0.49	0.56	0.64	0.71
W 200x41.7	0.23	0.24	0.26	0.29	0.33	0.37	0.42	0.47	0.54	0.61	0.69	0.78	0.88	0.97	1.08	1.18
W 200x59.0	0.44	0.50	0.56	0.63	0.70	0.79	0.89	0.99	1.10	1.22	1.35	1.48	1.63	1.75	1.89	2.04
W 200x71.0	0.74	0.82	0.92	1.03	1.14	1.26	1.38	1.52	1.66	1.81	1.95	2.08	2.24	2.40	2.54	2.69
W 200x86.0	1.17	1.29	1.42	1.56	1.70	1.85	2.01	2.18	2.35	2.50	2.67	2.85	3.04	3.21	3.40	3.58
W 250x22.3	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.12	0.12	0.13	0.15	0.16	0.17	0.19	0.22	0.25	0.28
W 250x25.3	0.10	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20	0.22	0.26	0.29	0.33	0.38
W 250x28.4	0.12	0.13	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.19	0.20	0.23	0.26	0.29	0.34	0.38	0.44	0.51
W 250x38.5	0.18	0.20	0.21	0.22	0.24	0.26	0.30	0.34	0.38	0.43	0.49	0.56	0.65	0.73	0.82	0.92
W 250x44.8	0.24	0.25	0.27	0.29	0.33	0.37	0.42	0.47	0.53	0.60	0.68	0.77	0.88	0.97	1.08	1.20
W 250x89.0	0.97	1.08	1.21	1.34	1.48	1.63	1.78	1.95	2.12	2.31	2.46	2.63	2.84	3.04	3.21	3.41
W 250x101.0	1.34	1.49	1.63	1.79	1.94	2.12	2.31	2.50	2.70	2.85	3.04	3.24	3.47	3.66	3.86	4.08
W 250x115.0	1.82	1.99	2.15	2.33	2.53	2.74	2.96	3.13	3.32	3.53	3.76	3.98	4.20	4.42	4.66	4.77
W 310x23.8	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.27
W 310x28.3	0.12	0.12	0.13	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.20	0.22	0.25	0.28	0.32	0.36	0.42
W 310x32.7	0.14	0.15	0.15	0.16	0.17	0.18	0.20	0.21	0.24	0.27	0.30	0.34	0.39	0.44	0.51	0.58
W 310x44.5	0.21	0.23	0.24	0.26	0.28	0.30	0.34	0.39	0.44	0.50	0.56	0.64	0.74	0.84	0.93	1.04
W 310x52.0	0.28	0.30	0.32	0.34	0.39	0.44	0.50	0.56	0.63	0.71	0.80	0.91	1.03	1.14	1.26	1.39
W 360x32.9	0.13	0.14	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.21	0.23	0.26	0.29	0.33	0.37	0.42	0.49
W 360x39.0	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.24	0.26	0.30	0.34	0.38	0.43	0.49	0.56	0.65	0.73
W 360x51.0	0.24	0.26	0.27	0.29	0.31	0.34	0.39	0.44	0.49	0.56	0.63	0.72	0.82	0.93	1.04	1.17
W 360x57.8	0.29	0.31	0.33	0.35	0.40	0.45	0.51	0.57	0.64	0.73	0.82	0.93	1.05	1.17	1.29	1.45
W 360x64.0	0.36	0.38	0.41	0.47	0.53	0.59	0.66	0.75	0.85	0.96	1.07	1.20	1.34	1.48	1.62	1.77
W 360x72.0	0.44	0.49	0.55	0.62	0.69	0.77	0.87	0.98	1.10	1.22	1.36	1.50	1.66	1.81	1.96	2.13
W 360x79.0	0.57	0.64	0.71	0.79	0.88	1.00	1.12	1.24	1.38	1.53	1.68	1.84	2.01	2.16	2.34	2.53
W 360x91.0	0.74	0.83	0.93	1.03	1.16	1.30	1.44	1.59	1.75	1.92	2.11	2.30	2.46	2.66	2.86	3.06
W 360x101.0	0.99	1.09	1.22	1.36	1.51	1.67	1.83	2.01	2.19	2.39	2.59	2.75	2.97	3.19	3.40	3.61
W 360x110.0	1.22	1.36	1.51	1.67	1.84	2.00	2.19	2.39	2.60	2.81	2.97	3.18	3.43	3.66	3.87	4.12
W 360x122.0	1.55	1.71	1.87	2.05	2.23	2.43	2.65	2.87	3.09	3.27	3.51	3.76	4.03	4.26	4.53	4.81

Table 7

Reinforcement ratio as function of the standard fire resistance requirement for development of the maximum negative bending moment, for composite beams with 10 cm slabs and Gerdau profiles series W410-W610

Reinforcement ratio (%) for standard fire resistance requirement (30 to 15 minutos), series W410-W610 - tc = 10 cm																
Name	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15
W 410x46.1	0.20	0.21	0.22	0.24	0.25	0.27	0.29	0.33	0.37	0.42	0.47	0.53	0.61	0.69	0.79	0.88
W 410x60.0	0.30	0.31	0.34	0.36	0.39	0.44	0.50	0.56	0.63	0.71	0.81	0.91	1.04	1.16	1.28	1.45
W 410x67.0	0.36	0.39	0.41	0.46	0.51	0.58	0.65	0.73	0.82	0.93	1.04	1.17	1.31	1.45	1.63	1.78
W 410x75.0	0.44	0.47	0.52	0.59	0.66	0.73	0.82	0.93	1.04	1.16	1.31	1.44	1.61	1.78	1.95	2.14
W 410x85.0	0.57	0.64	0.71	0.79	0.88	0.99	1.11	1.24	1.38	1.53	1.68	1.85	2.05	2.23	2.43	2.65
W 460x52.0	0.22	0.24	0.25	0.26	0.28	0.30	0.32	0.35	0.40	0.45	0.51	0.57	0.65	0.74	0.85	0.96
W 460x60.0	0.28	0.30	0.32	0.34	0.36	0.40	0.45	0.51	0.57	0.64	0.73	0.82	0.94	1.06	1.17	1.32
W 460x68.0	0.36	0.38	0.40	0.44	0.49	0.55	0.62	0.69	0.78	0.88	0.98	1.11	1.25	1.38	1.55	1.72
W 460x74.0	0.40	0.42	0.45	0.50	0.56	0.63	0.71	0.79	0.90	1.01	1.13	1.28	1.43	1.58	1.77	1.94
W 460x82.0	0.47	0.51	0.57	0.63	0.71	0.79	0.88	1.00	1.12	1.25	1.40	1.55	1.73	1.92	2.10	2.31
W 460x89.0	0.58	0.64	0.71	0.79	0.88	0.99	1.11	1.24	1.38	1.54	1.70	1.87	2.06	2.26	2.46	2.69
W 460x97.0	0.69	0.76	0.85	0.94	1.05	1.18	1.31	1.46	1.62	1.79	1.96	2.15	2.37	2.58	2.82	3.06
W 460x106.0	0.84	0.93	1.03	1.14	1.28	1.43	1.58	1.75	1.93	2.12	2.32	2.53	2.78	3.03	3.29	3.56
W 530x66.0	0.29	0.30	0.32	0.34	0.35	0.38	0.41	0.46	0.52	0.59	0.66	0.74	0.85	0.96	1.10	1.28
W 530x74.0	0.35	0.37	0.40	0.42	0.45	0.50	0.57	0.64	0.71	0.80	0.90	1.02	1.17	1.30	1.49	1.70
W 530x85.0	0.45	0.48	0.52	0.58	0.64	0.71	0.80	0.90	1.01	1.13	1.27	1.42	1.58	1.76	1.98	2.19
W 530x92.0	0.52	0.55	0.60	0.68	0.75	0.84	0.94	1.06	1.20	1.34	1.50	1.66	1.85	2.07	2.29	2.53
W 530x101.0	0.63	0.69	0.77	0.86	0.95	1.07	1.20	1.34	1.50	1.67	1.84	2.03	2.25	2.48	2.72	2.99
W 530x109.0	0.75	0.84	0.93	1.02	1.14	1.28	1.43	1.59	1.77	1.95	2.14	2.35	2.60	2.84	3.11	3.38
W 610x101.0	0.54	0.58	0.62	0.69	0.77	0.87	0.97	1.09	1.23	1.38	1.54	1.72	1.93	2.17	2.44	2.70
W 610x113.0	0.69	0.77	0.85	0.94	1.04	1.17	1.32	1.47	1.64	1.83	2.02	2.23	2.48	2.74	3.01	3.31
W 610x125.0	0.91	1.01	1.12	1.23	1.38	1.54	1.71	1.89	2.10	2.30	2.53	2.76	3.03	3.31	3.62	3.93
W 610x140.0	1.22	1.34	1.49	1.65	1.83	2.02	2.23	2.44	2.68	2.92	3.17	3.42	3.75	4.08	4.40	4.77
W 610x174.0	1.89	2.09	2.30	2.54	2.79	3.03	3.31	3.61	3.92	4.19	4.53	4.90	5.33	5.72	6.16	6.62

possible to adopt lower than the presented maximum reinforcement ratios by calculating the design negative bending moment resistance following the procedures described by Romagnoli and Silva [2]. Until more studies are developed, linear interpolation of the table results is not allowed. E.g.: another conclusion is that it will not be possible, by means of standard design procedures, to dispense fireproof coating for standard-fire resistant requirement greater than 19 minutes, regardless of the adopted reinforcement ratio.

The graph of Figure 5 shows the fire resistance time, that means,

it illustrates the points at which the load factor is higher than 0.7, for Gerdau brand W200 steel profiles series by adopting the semi-continuous case. Figure 6 covers the results for other Gerdau branding profile series, hiding the curve markers for a better visualization. Note that the slab thickness ("tc") influence is very low, varying the resistance time generally in only one minute. It is also possible to notice that for lighter profiles the resistance time rarely reached more than 20 minutes and, in some cases, not even 15 minutes. This is clearly evident in the W310 series. For heavier and small height profiles, higher values were reached, approaching 30 minutes. This is

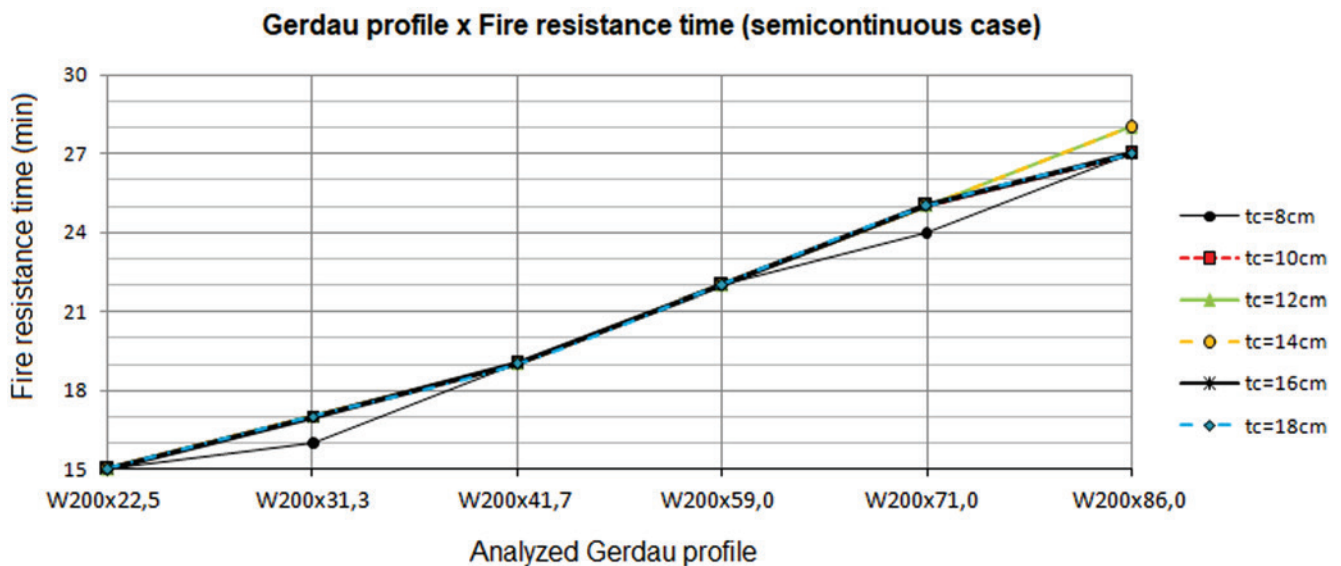


Figure 5

Semi-continuous case fire resistance time (for 0.7 load factor) as function of the analyzed profile (Gerdau W200 series)

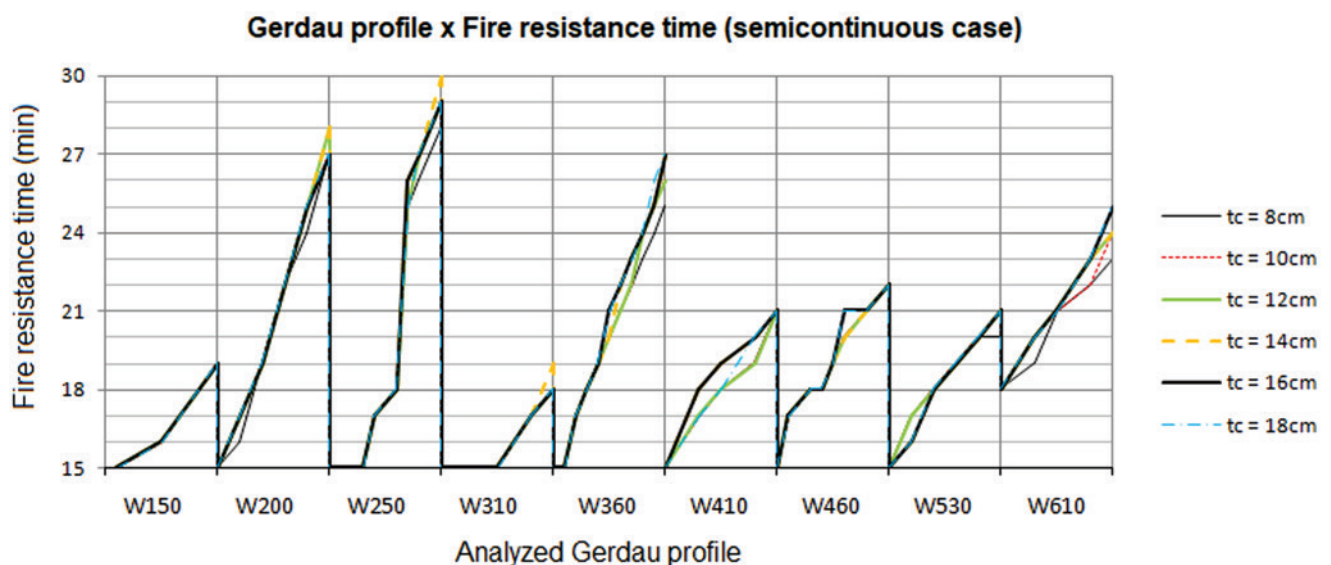


Figure 6

Semi-continuous case fire resistance time (for 0.7 load factor) as function of the analyzed profile

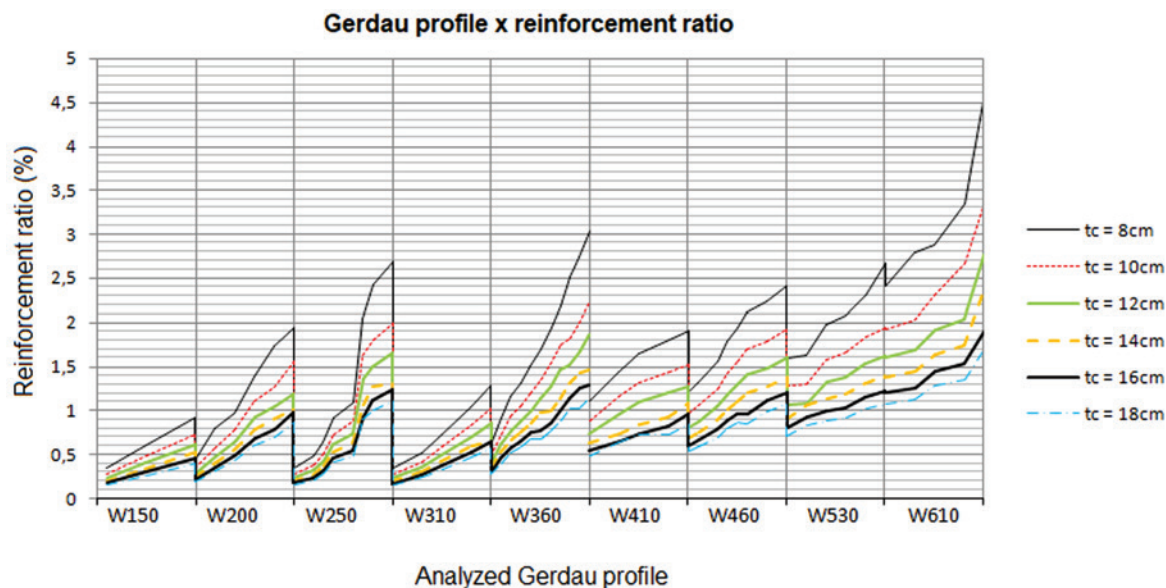


Figure 7
Reinforcement ratio as function of the analyzed profile, for the semi-continuous case fire resistance time (for 0.7 load factor)

well noticed in the W200, W250 and W360 series. These profiles, however, are not commonly used as building floor beams, being more suitable for columns, where axial forces predominate.

The graph of Figure 7 indicates the reinforcement ratio for development of the maximum negative bending moment resistance for the fire resistance time shown in Figure 6, that means, the time in which the load factor was higher than 0.7.

Lighter profiles have reasonable maximum reinforcement ratios, ranging from 0.5% to 1.5%. Heavier profiles, however, require a very high reinforcement ratio, ranging from 2% to a maximum of 4.5%.

4. Conclusions

The fire structural capacities of unprotected composite steel and concrete beams formed by Gerdau brand profiles and flat slabs were studied, considering the semi-continuity provided by the slab's reinforcement mesh and standard-fire resistance requirements between 15 and 30 minutes. Previous analyzes have shown that it is not possible to justify the absence of fireproof coating by following design standard procedures when considering standard-fire resistance requirements of 30 minutes, minimum time allowed by the IT08 [12] tabular method. Lower times, although not as common, can be adopted according to the so-called equivalent time method, limited to 15 minutes.

The simplified analysis applies the design standard methods in which the formation of plastic hinges is evaluated in the supports and in the middle of the span. Simplifying hypotheses have been made in which indirect stresses, caused by thermal expansion, are neglected. An attempt to propose a method of intensifying the beam stresses without considering other complex phenomena such as geometric and materials non-linearity would excessively penalize the simplified model, leading to very conservative results

(as already noted by Silva [14], in simply supported non-composite steel beams and frames subjected to high temperatures), going against the objective of evaluating the possibility of dispensing fireproof coating in some specific cases. This hypothesis was verified and validated with aid of numerical analyzes yet to be published. From the obtained results it can be concluded that:

- By design standard procedures it is possible to dispense fireproof coatings in composite beams when considering the semi-continuity in the support region for standard-fire resistance requirements of less than 30 minutes;
- Generally, lighter profiles, suitable to be used as buildings floor beams, obtained a load factor of 0.7 (simplified design criteria recommended by ABNT NBR 14323 [1] to evaluate the structural members internal forces in fire situation by comparison with the room's temperature design) for standard-fire resistance requirements ranging from 15 to 20 minutes;
- Heavier profiles obtained better results, with standard-fire resistance requirements between 20 and 30 minutes, but with a high reinforcement ratio, between 2% and 4.5%, hardly put to practice.

Complying with the initially proposed objective, it is possible to dispense fireproof coatings in specific cases, usually related to small buildings with a good fire risk management, resulting in standard-fire resistance requirements close to 20 minutes according to the equivalent time method.

In case of profiles where the simplified analysis fails to demonstrate that fireproof coating can be dispensed, they can still be analyzed by numerical models. This work is under development by the authors.

5. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

- NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] ROMAGNOLI, L.C; SILVA, V. P. Sobre o aproveitamento da semicontinuidade para eliminar o revestimento contra fogo em vigas mistas de aço e concreto biapoiadas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, 2017. No prelo.
- [3] WANG, Y. C. Steel and composite structures. Behavior and design for fire safety. London: Spon Press, 2002.
- [4] USMANI, A. S.; ROTTER, J. M.; LAMONT, S.; SANAD A. M.; GILLIE M. Fundamental principles of structural behavior under thermal effects. Fire Safety Journal, v.36, p. 721-744. Elsevier, 2001.
- [5] KODUR V. K. R.; NASER M.; PAKALA P.; VARMA A. Modeling the response of composite beam-slab assemblies exposed to fire. Journal of Constructional Steel Research, v.80, p. 163-173. Elsevier, 2013.
- [6] HUANG Z.; LIN S.; FAN M. The effects of protected beams and their connections on the fire resistance of composite buildings. Fire Safety Journal, v.78, p. 31-43. Elsevier, 2015.
- [7] IOANNIDES S. A.; MEHTA S. Restrained versus unrestrained fire ratings for steel structures - a practical approach. Modern Steel Construction. Chicago: AISC, 1997.
- [8] FAKURY R. H.; CASAS E. B.; PACÍFICO F. F.; ABREU L. M. P. Design of semi-continuous composite steel-concrete beams at the fire limit state. Journal of Constructional Steel Research, v.61, p.1094-1107. Elsevier, 2005.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1994-1-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: CEN, 2005.
- [10] FISCHER E. C.; VARMA A. H. Fire resilience of composite beams with simple connections: Parametric studies and design. Journal of Constructional Steel Research, v.128, p.119-135. Elsevier, 2017.
- [11] 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.
- [12] CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução Técnica Nº08. Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2011.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [14] SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio. São Paulo: Zigurate Editora, 2001.

About the use of semi-continuity in simply supported composite steel and concrete beams, to remove fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of less than 30 minutes

Sobre a consideração da semicontinuidade de vigas mistas de aço e concreto biapoiadas, para eliminar o revestimento contra fogo para TRRF inferiores a 30 minutos



L. C. ROMAGNOLI ^a
lucas.romagnoli@usp.br
<https://orcid.org/0000-0002-3693-1128>

V. P. SILVA ^a
valpigss@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-3302-8520>

Abstract

Previous studies of the behavior under fire conditions of composite steel and concrete beams, not subjected to local buckling (compact steel profile), showed that it's not possible to justify, by design code methods, the absence of fire coating for 30 minutes standard-fire resistance requirement, even when considering the support rotational stiffness provided by the upper longitudinal slab reinforcement (semi-continuity). The purpose of this work is to verify the viability of this proposal for lower standard-fire resistance time, which, although rare, may occur with the use of the equivalent time method.

Keywords: fire, composite steel concrete beam, semi-continuous.

Resumo

Estudos anteriores do comportamento sob ação do incêndio de vigas mistas de aço e concreto, sem instabilidades locais (ditas compactas), considerando a rigidez à flexão nos apoios fornecida pela armadura negativa longitudinal à viga (semicontinuidade), mostraram que não é possível justificar a ausência de revestimento contra fogo para tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) de 30 minutos utilizando métodos normatizados. O objetivo deste trabalho é verificar a viabilidade dessa proposta para tempos inferiores, que, embora raros, podem ocorrer com o uso do método do tempo equivalente.

Palavras-chave: incêndio, viga mista de aço e concreto, semicontínua.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

1.1 Objetivo

Uma viga mista de aço e concreto biapoiada dimensionada para a temperatura ambiente, quando verificada para a situação de incêndio de acordo com os procedimentos normatizados, comumente, não oferece segurança estrutural adequada, a não ser que seja provida de revestimento contra fogo. Tal solução conduz à elevação de custos.

O objetivo deste estudo é aferir o comportamento de vigas mistas de aço e concreto em situação de incêndio, considerando a rigidez à rotação dos apoios proporcionada pela armadura negativa longitudinal e pela restrição da mesa inferior do perfil, formando uma ligação mista, conforme ilustração da Figura 1, garantindo a semicontinuidade da viga.

O Estado-limite Último foi analisado por meio de método simplificado segundo ABNT NBR 14323 [1], considerando as propriedades plásticas da seção transversal. Visto a norma em questão não apresentar a formulação necessária de maneira explícita toda formulação está desenvolvida com maior detalhe em Romagnoli e Silva [2]. Para melhor entendimento dos resultados apresentados, define-se aqui fator de carga como a relação entre os momentos fletores resistentes analisados na situação de incêndio (considerando a semicontinuidade da viga mista) e o momento fletor resistente à temperatura ambiente (considerando a viga mista biapoiada), segundo Equação (1).

$$\text{fator de carga} = \frac{M_{Rd,fi}^+ + M_{Rd,fi}^-}{M_{Rd,0}^+} \quad (1)$$

Resultados anteriores (Romagnoli e Silva [2]) mostraram que, para TRRF de 30 min, não é possível justificar fatores de cargas superiores a 0,7 para vigas mistas semicontínuas sem revestimento contra fogo seguindo procedimentos normatizados (tal critério foi adotado visto a ABNT NBR 14323 [1] permitir, por simplicidade, a adoção de um fator de carga de 0,70, descrito em termos dos esforços solicitantes, para análise do Estado-limite último em situação de incêndio). Vê-se necessário avaliar os mesmos procedimentos para TRRF inferiores a 30 min que, embora não tão comuns, podem ser adotados conforme o denominado método do tempo equivalente.

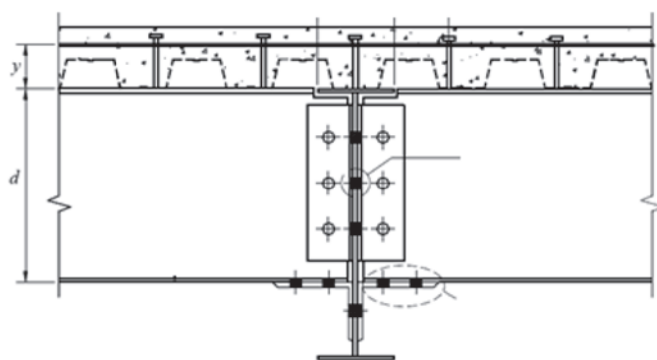


Figura 1
Ligação mista nos apoios
(adaptado de ABNT NBR 8800 [11])

1.2 Revisão da literatura

Usualmente a escolha por estruturas de aço é associada à necessidade imprescindível de adoção de revestimento contra fogo. Estudos na área de estruturas em situação de incêndio visam quebrar esse paradigma e compreender melhor os fenômenos associados ao incêndio em si ou ao comportamento de estruturas a temperaturas elevadas, permitindo, assim, edificações mais seguras e econômicas.

Robinson e Latham (1986 apud Wang [3]) apontam que em 1986 o uso de revestimentos contra fogo representava 30% do custo total de uma estrutura de aço, o que gerava uma enorme desvantagem em relação, principalmente, às estruturas de concreto. Com esse problema em mente, tanto a indústria do aço como a comunidade científica buscaram estudar o efeito do incêndio no comportamento das estruturas.

Os benefícios da construção mista de aço e concreto na resistência à ação do fogo em um edifício, quando comparado ao elemento de aço isolado analisado em testes de laboratório, vêm sendo alvo de estudos por diversos autores. Comparando um modelo numérico de uma viga mista de aço e concreto a resultado dos testes de Cardington, Usmani et al. [4] ressaltam a importância de se considerar o coeficiente de dilatação térmica dos materiais para que os resultados sejam próximos da realidade e concluem, também, que as grandes deformações na laje de concreto induzem um comportamento de catenária na viga, responsável por impedir seu colapso, destacando a importância da armadura passiva para resistir a esses efeitos, aumentando expressivamente a capacidade das vigas mistas.

Kodur et al. [5] observam a importância da consideração do efeito de catenária na laje de concreto na resistência ao fogo de um piso ao comparar um modelo numérico com testes de laboratório de um sistema de piso simples. As vigas internas não receberam revestimento contra fogo, enquanto as vigas externas de borda (que suportam as vigas internas) receberam revestimento para um TRRF de 60 min. Tanto na análise numérica como nos testes de laboratório o sistema resistiu a tempos superiores, variando de 85 a 110 min. A laje de concreto foi capaz de transferir às cargas das vigas internas enfraquecidas para as vigas externas.

Huang et al. [6] ressaltam o papel da armadura passiva presente na laje de concreto para resistir aos esforços de catenária. Analisaram por meio de elementos finitos o impacto de três diferentes malhas de armadura, notando que o impacto da armadura passiva passa a ser relevante após as vigas sem revestimento, que suportam o pavimento, atingirem uma temperatura de 500 °C, quando o efeito de catenária é mobilizado pelas grandes deformações. O autor conclui que a capacidade última da laje de concreto, em situação de incêndio, tem dependência direta da configuração e resistência da malha de armadura passiva.

A consideração da semicontinuidade na análise da capacidade da viga mista em situação de incêndio já foi proposta por Ioannides e Mehta [7] que adotaram como metodologia a análise das capacidades plásticas da seção transversal no meio do vão e nos apoios e afirmou, para o caso de adoção de revestimento contra fogo, que existe um ganho relevante na capacidade resistente da viga. Os autores afirmam que a maioria das vigas mistas é dimensionada à temperatura ambiente para atender aos limites de serviço e

que existe uma reserva em sua capacidade resistente, visto não se considerar o ELS em incêndio.

Fakury et al. [8] compararam os casos de vigas mistas biapoiadas e semicontínuas, com revestimento contra fogo, utilizando o método proposto pelo Eurocode EN 1994-1-2 [9]. Como conclusão, encontraram um ganho de capacidade resistente de 116% a 123% da viga mista, protegida contra fogo, quando analisada como semicontínua em comparação da análise como biapoiada.

Fischer e Varma [10] analisaram modelos tridimensionais em elementos finitos de pórticos compostos por vigas mistas com ligações articuladas típicas (chapas de cisalhamento, cantoneiras simples e cantoneiras duplas). Compararam o modelo de um pórtico simples com modelos considerando a continuidade da laje através do pavimento, existindo, assim, um momento fletor negativo resistente na região dos apoios. Como conclusão, afirmam que a continuidade da laje nos apoios e a armadura passiva presente na laje têm grande influência no comportamento da viga e das ligações durante o incêndio, concluindo também que não ocorreu falha prematura das conexões durante exposição ao fogo.

Romagnoli e Silva [2] estudaram o comportamento sob ação do incêndio de vigas mistas de aço e concreto sem revestimento contra fogo considerando a rigidez à flexão nos apoios fornecida pela armadura negativa longitudinal à viga e restrição da mesa inferior do perfil de aço, formando uma ligação mista, e avaliaram que, apesar de haver um aumento significativo da capacidade resistente da viga mista semicontínua em comparação ao caso biapoiado (em cerca de 90%), tal procedimento não é suficiente para prescindir a adoção de revestimentos contra fogo utilizando métodos normalizados da ABNT NBR 14323 [1] para TRRF de 30 min. Este artigo representa a continuação desses estudos, para TRRF inferiores.

1.3 Problema analisado

O estudo foi realizado para diversas seções transversais mistas, percorrendo a variedade de perfis da marca Gerdau e espessuras de laje de 8 a 18 cm. Seguindo recomendação do item O.2.4.1.1

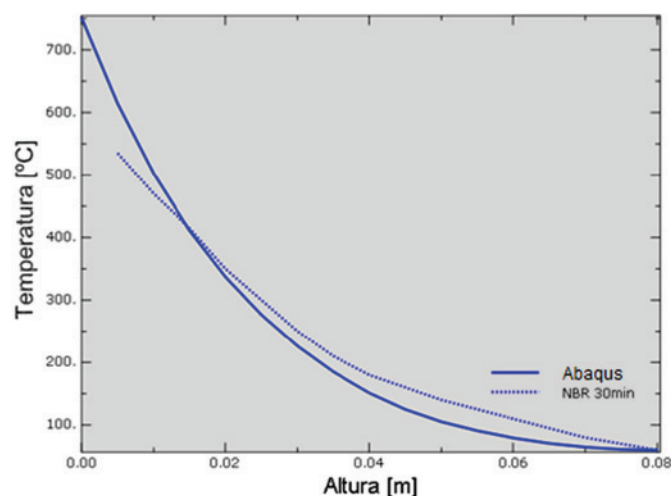


Figura 2
Gráfico temperatura x altura da laje de concreto, 30 min.

da ABNT NBR 8800 [11], ajustada para situação de incêndio conforme recomendação da ABNT NBR 14323 [1] de reduzir os parâmetros de esbeltez para 0,85 do seu valor à temperatura ambiente, alguns perfis classificados como de mesa esbelta em situação de incêndio, ou seja, com relação entre largura e espessura superior a $0,32 \sqrt{E/f_y}$, não foram considerados na análise. Admitiu-se a resistência característica de compressão do concreto de 30 MPa e a resistência ao escoamento do aço de 345 MPa. O fator de sombreamento foi calculado conforme recomendado por [1].

Não foi considerada a instabilidade distorcional que pode ocorrer na região de momentos negativos da viga mista. Portanto, para utilização direta dos resultados apresentados deve-se assegurar que λ_{dist} calculado conforme recomendação O.2.5.2 da ABNT NBR 8800 [13], seja superior a 0,4. A ABNT NBR 14323 [1] não traz recomendação específica para o caso de instabilidade distorcional em vigas mistas em situação de incêndio, porém para o caso de perfis formados a frio aconselha que λ_{dist} seja calculado como à temperatura ambiente, entretanto com utilização do fator redutor da resistência do aço à alta temperatura para instabilidade local, $k_{\sigma, \theta}$.

A largura colaborante da laje de concreto foi de 2 m para todos os casos. A taxa de armadura adotada foi tal que possibilitou o desenvolvimento do máximo momento fletor negativo resistente. A quantidade de conectores de cisalhamento adotada foi a necessária para iteração completa à temperatura ambiente.

A capacidade resistente das vigas mistas semicontínuas foi avaliada variando o TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) de um em um minuto. Uma das recomendações da IT08 [12] na utilização do método do tempo equivalente é adotar limite inferior de 15 min para o TRRF, portanto as análises compreendem o intervalo de 15 min até 30 min.

O objetivo aqui é calcular os fatores de carga para cada caso de perfil Gerdau e espessura de laje estudado. Variando o TRRF é possível definir em qual tempo o fator de carga torna-se superior a 0,7 adotando a máxima taxa de armadura possível. Novamente, tal critério foi adotado visto a ABNT NBR 14323 [1] permitir, por simplicidade, a adoção de um fator de carga de 0,70, descrito em termos dos esforços solicitantes, para análise do Estado-limite último em situação de incêndio.

Estudos numéricos, ainda a serem publicados, mostram que a distribuição de temperatura ao longo da altura do perfil de aço torna-se mais uniforme com a evolução do incêndio-padrão, de modo que efeitos associados ao gradiente térmico são reduzidos com o tempo. Todos os TRFs (tempo de resistência ao fogo) encontrados nos modelos numéricos para a condição semicontínua foram superiores aos estimados por método normalizado e superiores ao caso biapoiado, mesmo considerando o surgimento de esforços indiretos provenientes da dilatação térmica. Visto isso, a hipótese de desprezar esforços causados pelo gradiente térmico é válida para tempos superiores a 15 minutos, já que a consideração da não linearidade geométrica e de material foi suficiente para mitigar os efeitos nocivos da dilatação térmica e restrição dos apoios. Vale ressaltar que para tomar proveito de tais efeitos benéficos, a armadura longitudinal presente na laje deve se estender a todo comprimento da viga, e não apenas na região de momentos fletores negativos, pois a laje deve resistir a esforços de catenária ao longo do vão, que surgem dos grandes deslocamentos observados durante o incêndio.

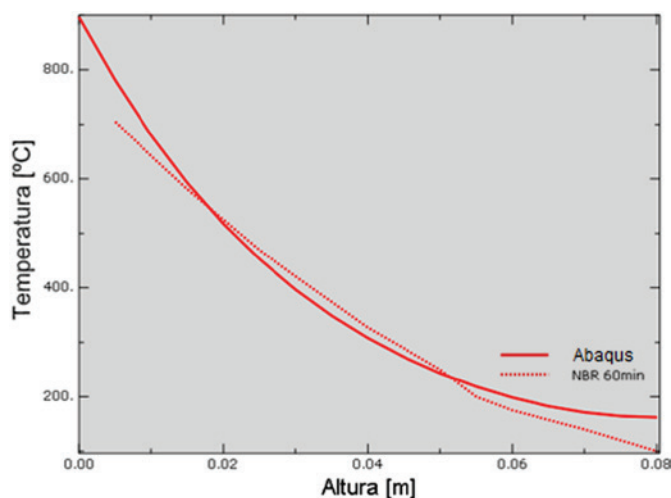


Figura 3
Gráfico temperatura x altura da laje de concreto, 60 min.

2. Temperatura na laje de concreto

Visto que a ABNT NBR 14323 [1] não indica a temperatura das camadas para TRRF inferiores a 30 min foi necessário avaliar as temperaturas com auxílio de programa de computador. Para realizar a análise térmica um modelo numérico foi desenvolvido no ABAQUS simulando o campo de temperatura de uma laje com 8 cm de espessura submetida ao incêndio-padrão. As propriedades térmicas do concreto seguiram as recomendações da ABNT NBR 15200 [13]. A emissividade foi considerada constante e igual a 0,7 e a constante de Stefan-Boltzmann igual a $5,669 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$. A malha de elementos finitos foi composta por elementos tridimensionais prismáticos com 8 nós denominados DC3D8. Para avaliar o comportamento do modelo numérico, os resultados

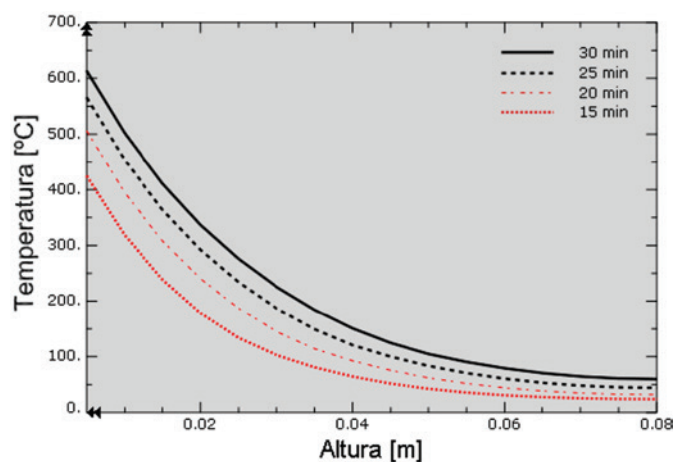


Figura 4
Gráfico temperatura x altura da laje de concreto, tempos inferiores a 30 min.

foram inicialmente comparados aos valores recomendados pela ABNT NBR 14323 [1]. Os gráficos ilustrados na Figura 2 e Figura 3 representam a distribuição de temperatura ao longo da altura da laje de concreto para TRRF de 30 e 60 min respectivamente, onde 0 é a face inferior da laje. A linha pontilhada indica os valores recomendados por norma e a linha cheia os calculados pelo programa. Nota-se que os resultados do modelo numérico são coerentes e apresentam boa relação quando comparados às recomendações.

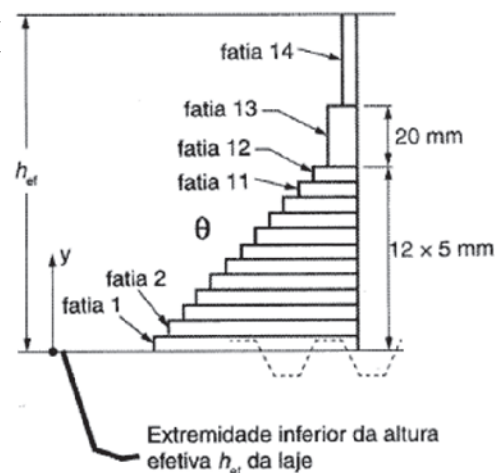
Cumprindo com o objeto de avaliar temperaturas inferiores a 30 min o gráfico da Figura 4 indica os resultados para tempos de 15 min, 20 min e 25 min. Tempos inferiores não foram registrados visto 15 min ser o tempo mínimo recomendado pela instrução técnica IT08 [12] quando utilizado o método do tempo equivalente.

A Tabela 1 apresenta os valores de temperatura de cada fatia da laje de concreto encontrados na análise térmica numérica de maneira análoga à da ABNT NBR 14323 [1]. Tais valores são

Tabela 1

Distribuição de temperatura na altura das lajes de concreto, para TRRF inferiores a 30 min

Fatia	Altura (y) mm	TRRF min		
		15	20	25
1	0 a 5	424	506	565
2	5 a 10	318	394	453
3	10 a 15	238	308	363
4	15 a 20	178	240	291
5	20 a 25	133	186	233
6	25 a 30	102	145	186
7	30 a 35	81	114	149
8	35 a 40	64	92	120
9	40 a 45	51	75	100
10	45 a 50	42	62	83
11	50 a 55	35	51	70
12	55 a 60	30	44	60
13	60 a 80	25	38	48
14	≥ 80	23	31	44



adotados na determinação do momento fletor resistente positivo de cálculo da seção mista. Para tempos intermediários realizou-se interpolação linear.

3. Resultados

A Tabela 2 até a Tabela 5 indicam os fatores de carga, Equação (1), para TRRF variando de 15 min até 30 min, para espessura de laje de 10 cm e perfis de aço da marca Gerdau. A coluna indicada como "B" mostra o fator de carga para a condição biapoiada, ou seja, sem consideração do momento fletor resistente negativo. A coluna indicada como "S" mostra o fator de carga para a condição semicontínua com adoção da máxima taxa de armadura possível, sendo essa indicada na Tabela 6 e Tabela 7. Os valores em

destaque representam fatores de carga superiores a 0,7, ou seja, caso exista destaque na coluna indicada como "B" conclui-se que a viga, sem revestimento contra fogo, tem capacidade resistente suficiente em situação de incêndio sem mesmo considerar a semicontinuidade (valor nulo de taxa de armadura) para o valor de TRRF associado.

Em posse de tais valores determina-se, para certo fator de carga, que, para um perfil Gerdau em específico, a consideração da semicontinuidade com adição da máxima taxa de armadura é suficiente para justificar o TRRF de projeto. As tabelas devem ser utilizadas conforme o seguinte roteiro de cálculo:

1. Determinar o fator de carga de projeto, lembrando que 0,7 é uma recomendação simplificada da ABNT NBR 14323 [1]; uma determinação mais precisa dos carregamentos atuantes na

Tabela 2

Fatores de carga para vigas mistas com laje de 10 cm e perfis Gerdau da série W150 a W360, em função do TRRF

Nome	TRRF (30 a 23 minutos), séries W150 a W360, $t_c = 10$ cm															
	30		29		28		27		26		25		24		23	
	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S
W 150x18,0	0,11	0,20	0,11	0,21	0,12	0,21	0,12	0,22	0,13	0,23	0,13	0,24	0,14	0,26	0,15	0,28
W 150x24,0	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,14	0,25	0,15	0,26	0,16	0,28	0,17	0,31	0,19	0,35
W 150x37,1	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,29	0,17	0,32	0,19	0,35	0,22	0,40	0,24	0,44	0,27	0,49
W 200x22,5	0,11	0,20	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28
W 200x31,3	0,12	0,22	0,13	0,23	0,13	0,24	0,14	0,26	0,15	0,27	0,16	0,29	0,17	0,32	0,19	0,35
W 200x41,7	0,14	0,25	0,15	0,27	0,15	0,28	0,16	0,30	0,18	0,34	0,20	0,38	0,23	0,42	0,25	0,47
W 200x59,0	0,18	0,33	0,19	0,36	0,22	0,40	0,24	0,44	0,26	0,49	0,30	0,55	0,33	0,61	0,36	0,67
W 200x71,0	0,24	0,44	0,26	0,48	0,29	0,53	0,32	0,59	0,35	0,65	0,39	0,72	0,43	0,80	0,48	0,90
W 200x86,0	0,31	0,57	0,34	0,63	0,37	0,69	0,40	0,76	0,44	0,84	0,49	0,94	0,55	1,04	0,60	1,16
W 250x22,3	0,11	0,20	0,11	0,21	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,27
W 250x25,3	0,11	0,21	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28
W 250x28,4	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30
W 250x38,5	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30	0,18	0,33	0,20	0,37
W 250x44,8	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,27	0,15	0,29	0,17	0,31	0,19	0,35	0,21	0,39	0,23	0,43
W 250x89,0	0,24	0,45	0,27	0,50	0,30	0,55	0,32	0,61	0,36	0,67	0,39	0,74	0,43	0,82	0,48	0,93
W 250x101,0	0,30	0,56	0,32	0,61	0,35	0,67	0,39	0,73	0,42	0,80	0,47	0,90	0,52	1,01	0,58	1,12
W 250x115,0	0,35	0,67	0,38	0,73	0,41	0,79	0,45	0,88	0,50	0,98	0,56	1,09	0,61	1,20	0,66	1,31
W 310x23,8	0,11	0,20	0,11	0,21	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,22	0,13	0,23	0,13	0,24	0,14	0,26
W 310x28,3	0,11	0,21	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28
W 310x32,7	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30
W 310x44,5	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30	0,18	0,33	0,20	0,37
W 310x52,0	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,17	0,32	0,19	0,35	0,21	0,39	0,23	0,43
W 360x32,9	0,11	0,21	0,11	0,21	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28
W 360x39,0	0,11	0,22	0,12	0,22	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,27	0,15	0,29	0,16	0,31
W 360x51,0	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30	0,18	0,33	0,19	0,37
W 360x57,8	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,27	0,15	0,28	0,16	0,30	0,18	0,33	0,20	0,37	0,22	0,41
W 360x64,0	0,14	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,17	0,31	0,18	0,34	0,20	0,38	0,22	0,42	0,25	0,47
W 360x72,0	0,15	0,28	0,16	0,30	0,17	0,32	0,19	0,36	0,21	0,39	0,23	0,43	0,25	0,48	0,28	0,53
W 360x79,0	0,16	0,31	0,18	0,33	0,20	0,37	0,21	0,40	0,24	0,44	0,26	0,49	0,29	0,55	0,32	0,60
W 360x91,0	0,18	0,34	0,20	0,37	0,22	0,41	0,24	0,45	0,26	0,50	0,29	0,55	0,32	0,61	0,35	0,67
W 360x101,0	0,21	0,39	0,23	0,43	0,25	0,48	0,28	0,53	0,31	0,58	0,33	0,64	0,37	0,70	0,42	0,80
W 360x110,0	0,24	0,45	0,26	0,49	0,28	0,54	0,31	0,59	0,34	0,65	0,37	0,71	0,42	0,81	0,47	0,91
W 360x122,0	0,27	0,51	0,29	0,56	0,32	0,61	0,35	0,67	0,38	0,73	0,43	0,83	0,48	0,93	0,53	1,04

* B = Caso biapoiado; S = Caso semicontínuo; Valores em destaque indicam fatores de carga superiores a 0,7.

- edificação, pode conduzir a fatores de carga menores. Exemplo: um projeto apresenta o fator de carga 0,6;
- Identificar as características geométricas do projeto. Exemplo: a viga mista a ser verificada é composta por um perfil W460x74,0 e laje maciça de 10 cm;
 - Utilizar a Tabela 2 à Tabela 5 para determinar o TRRF em que o fator de carga é superior ao de projeto na situação biapoiada (coluna “B”). Exemplo: a Tabela 5 mostra que o perfil W460x74,0 apresenta, para condição biapoiada, fator de carga de 0,62 para TRRF de 15 min. Para tempos superiores todos os fatores de carga são inferiores ao de projeto (0,6);
 - Utilizar a Tabela 2 à Tabela 5 para determinar o TRRF em que o fator de carga é superior ao de projeto na situação semicontínua (coluna “S”). Exemplo: a Tabela 5 mostra que o perfil W460x74,0 apresenta, para condição semicontínua, fator de carga de 0,67 para TRRF de 19 min. Para tempos superiores todos os fatores de carga são inferiores ao de projeto (0,6);
 - Utilizar a Tabela 6 ou Tabela 7 para determinar qual a taxa de armadura utilizada na situação semicontínua para desenvolvimento do máximo momento fletor resistente. Exemplo: a Tabela 7 mostra que o perfil W460x74,0 apresenta taxa de armadura de 1,28% para o TRRF de 19 min encontrado no item 4;
 - Como conclusão, é possível prescindir revestimento contra fogo com base nos procedimentos normatizados para TRRF variando entre o caso biapoiado, sem armadura adicional, e semicontínuo, com adoção da armadura máxima. Exemplo: prescindir-se revestimento contra fogo para TRRF de 15 minutos a 19 minutos para taxa de armadura variando de 0% até 1,28%;

Tabela 3

Fatores de carga para vigas mistas com laje de 10 cm e perfis Gerdau da série W150 a W360, em função do TRRF (continuação)

Nome	TRRF (22 a 15 minutos), séries W150 a W360, t _c = 10 cm															
	22		21		20		19		18		17		16		15	
	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S
W 150x18,0	0,17	0,31	0,18	0,33	0,20	0,36	0,22	0,40	0,25	0,45	0,28	0,50	0,31	0,56	0,36	0,63
W 150x24,0	0,21	0,39	0,24	0,43	0,27	0,48	0,30	0,54	0,34	0,62	0,39	0,70	0,45	0,80	0,52	0,91
W 150x37,1	0,31	0,56	0,34	0,62	0,38	0,70	0,44	0,79	0,50	0,91	0,56	1,03	0,64	1,16	0,72	1,31
W 200x22,5	0,17	0,31	0,18	0,33	0,20	0,37	0,22	0,41	0,25	0,45	0,27	0,50	0,31	0,55	0,35	0,62
W 200x31,3	0,21	0,39	0,24	0,44	0,27	0,49	0,30	0,55	0,34	0,62	0,39	0,72	0,45	0,83	0,51	0,95
W 200x41,7	0,28	0,52	0,32	0,59	0,36	0,65	0,40	0,75	0,46	0,86	0,52	0,98	0,59	1,11	0,67	1,27
W 200x59,0	0,40	0,75	0,45	0,85	0,51	0,96	0,57	1,08	0,64	1,22	0,72	1,37	0,80	1,53	0,89	1,68
W 200x71,0	0,53	1,01	0,59	1,12	0,65	1,24	0,72	1,38	0,80	1,54	0,88	1,71	0,95	1,83	1,02	1,94
W 200x86,0	0,66	1,27	0,72	1,41	0,80	1,56	0,87	1,71	0,95	1,85	1,02	1,97	1,09	2,05	1,14	2,11
W 250x22,3	0,16	0,29	0,17	0,31	0,18	0,33	0,19	0,36	0,22	0,39	0,24	0,42	0,26	0,46	0,29	0,51
W 250x25,3	0,16	0,31	0,18	0,33	0,19	0,36	0,21	0,40	0,24	0,44	0,26	0,48	0,29	0,53	0,34	0,60
W 250x28,4	0,18	0,33	0,19	0,36	0,21	0,40	0,24	0,44	0,26	0,49	0,30	0,55	0,34	0,62	0,39	0,71
W 250x38,5	0,22	0,41	0,25	0,46	0,27	0,51	0,31	0,57	0,35	0,65	0,40	0,75	0,46	0,86	0,52	0,99
W 250x44,8	0,26	0,48	0,29	0,53	0,32	0,59	0,36	0,67	0,42	0,78	0,47	0,89	0,54	1,01	0,62	1,17
W 250x89,0	0,54	1,04	0,60	1,16	0,66	1,28	0,73	1,43	0,82	1,61	0,90	1,78	0,97	1,92	1,05	2,03
W 250x101,0	0,63	1,24	0,69	1,36	0,77	1,51	0,84	1,68	0,93	1,86	0,99	1,99	1,06	2,08	1,12	2,14
W 250x115,0	0,73	1,45	0,80	1,60	0,88	1,76	0,94	1,91	1,00	2,04	1,05	2,11	1,11	2,17	1,13	2,19
W 310x23,8	0,15	0,28	0,16	0,30	0,18	0,32	0,19	0,34	0,21	0,37	0,23	0,40	0,25	0,43	0,27	0,47
W 310x28,3	0,16	0,30	0,18	0,33	0,19	0,36	0,21	0,39	0,23	0,43	0,26	0,47	0,29	0,52	0,33	0,59
W 310x32,7	0,18	0,33	0,19	0,36	0,21	0,40	0,24	0,44	0,26	0,49	0,29	0,55	0,34	0,62	0,39	0,71
W 310x44,5	0,22	0,41	0,24	0,45	0,27	0,50	0,30	0,56	0,34	0,63	0,39	0,73	0,45	0,84	0,51	0,96
W 310x52,0	0,25	0,48	0,28	0,53	0,31	0,59	0,36	0,67	0,41	0,78	0,47	0,89	0,53	1,01	0,61	1,17
W 360x32,9	0,16	0,31	0,18	0,33	0,19	0,36	0,21	0,40	0,23	0,44	0,26	0,48	0,28	0,54	0,33	0,60
W 360x39,0	0,18	0,34	0,20	0,38	0,22	0,41	0,24	0,46	0,27	0,51	0,31	0,57	0,35	0,66	0,40	0,76
W 360x51,0	0,21	0,40	0,24	0,45	0,26	0,50	0,29	0,55	0,33	0,63	0,38	0,73	0,44	0,83	0,50	0,96
W 360x57,8	0,24	0,45	0,27	0,50	0,30	0,56	0,33	0,63	0,39	0,73	0,44	0,84	0,50	0,96	0,58	1,12
W 360x64,0	0,28	0,52	0,31	0,58	0,34	0,64	0,39	0,74	0,45	0,86	0,51	0,97	0,58	1,11	0,66	1,28
W 360x72,0	0,31	0,59	0,35	0,66	0,40	0,76	0,45	0,86	0,51	0,98	0,58	1,11	0,66	1,28	0,75	1,46
W 360x79,0	0,36	0,68	0,40	0,77	0,46	0,88	0,51	0,99	0,58	1,12	0,66	1,28	0,74	1,45	0,83	1,63
W 360x91,0	0,40	0,76	0,45	0,87	0,51	0,98	0,57	1,10	0,64	1,25	0,72	1,42	0,81	1,61	0,90	1,77
W 360x101,0	0,47	0,91	0,52	1,02	0,58	1,14	0,65	1,27	0,73	1,45	0,82	1,63	0,90	1,79	0,97	1,94
W 360x110,0	0,52	1,02	0,58	1,14	0,64	1,27	0,72	1,43	0,81	1,61	0,89	1,78	0,95	1,92	1,02	2,00
W 360x122,0	0,58	1,15	0,65	1,28	0,72	1,44	0,80	1,61	0,88	1,78	0,94	1,91	1,00	2,00	1,07	2,07

* B = Caso biapoiado; S = Caso semicontínuo; Valores em destaque indicam fatores de carga superiores a 0,7.

Tabela 4

Fatores de carga para vigas mistas com laje de 10 cm e perfis Gerdau da série W410 a W610, em função do TRRF

Nome	TRRF (30 a 23 minutos), séries W410-W610, tc = 10 cm															
	30		29		28		27		26		25		24		23	
	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S
W 410x46,1	0,12	0,22	0,12	0,23	0,12	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,17	0,32
W 410x60,0	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,17	0,32	0,18	0,35	0,20	0,39
W 410x67,0	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,27	0,16	0,30	0,17	0,32	0,19	0,35	0,21	0,39	0,23	0,43
W 410x75,0	0,14	0,27	0,15	0,28	0,16	0,30	0,17	0,33	0,19	0,36	0,21	0,39	0,23	0,44	0,26	0,48
W 410x85,0	0,15	0,29	0,17	0,32	0,18	0,34	0,20	0,38	0,22	0,41	0,24	0,46	0,27	0,51	0,29	0,56
W 460x52,0	0,12	0,22	0,12	0,23	0,12	0,24	0,13	0,25	0,13	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,17	0,32
W 460x60,0	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30	0,17	0,33	0,19	0,36
W 460x68,0	0,13	0,24	0,13	0,26	0,14	0,27	0,15	0,28	0,16	0,31	0,18	0,34	0,20	0,37	0,22	0,41
W 460x74,0	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,17	0,32	0,18	0,35	0,20	0,39	0,22	0,43
W 460x82,0	0,14	0,26	0,15	0,28	0,16	0,30	0,17	0,32	0,19	0,35	0,20	0,39	0,22	0,43	0,25	0,48
W 460x89,0	0,15	0,28	0,16	0,30	0,17	0,33	0,19	0,36	0,21	0,39	0,23	0,43	0,25	0,48	0,28	0,53
W 460x97,0	0,16	0,30	0,17	0,33	0,19	0,36	0,20	0,39	0,22	0,43	0,25	0,47	0,27	0,52	0,30	0,58
W 460x106,0	0,17	0,33	0,19	0,36	0,20	0,39	0,22	0,43	0,25	0,47	0,27	0,53	0,30	0,58	0,34	0,65
W 530x66,0	0,12	0,23	0,12	0,23	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,28	0,16	0,30	0,17	0,33
W 530x74,0	0,12	0,24	0,13	0,24	0,13	0,25	0,14	0,27	0,15	0,28	0,16	0,30	0,17	0,33	0,19	0,37
W 530x85,0	0,13	0,25	0,14	0,26	0,14	0,27	0,16	0,30	0,17	0,32	0,18	0,35	0,20	0,39	0,22	0,43
W 530x92,0	0,14	0,26	0,14	0,27	0,15	0,29	0,16	0,31	0,18	0,34	0,19	0,37	0,21	0,41	0,24	0,45
W 530x101,0	0,14	0,28	0,15	0,29	0,17	0,32	0,18	0,35	0,20	0,38	0,22	0,42	0,24	0,46	0,26	0,51
W 530x109,0	0,15	0,29	0,17	0,32	0,18	0,34	0,20	0,37	0,21	0,41	0,24	0,46	0,26	0,50	0,29	0,56
W 610x101,0	0,13	0,25	0,14	0,27	0,14	0,28	0,15	0,30	0,17	0,32	0,18	0,35	0,20	0,39	0,22	0,43
W 610x113,0	0,14	0,27	0,15	0,29	0,16	0,31	0,18	0,34	0,19	0,37	0,21	0,41	0,23	0,45	0,26	0,50
W 610x125,0	0,16	0,30	0,17	0,32	0,18	0,35	0,20	0,38	0,22	0,42	0,24	0,47	0,27	0,51	0,29	0,57
W 610x140,0	0,18	0,34	0,19	0,37	0,21	0,41	0,23	0,44	0,25	0,49	0,28	0,54	0,31	0,60	0,35	0,69
W 610x174,0	0,21	0,40	0,22	0,44	0,24	0,48	0,27	0,53	0,29	0,58	0,32	0,64	0,37	0,73	0,42	0,83

*B = Caso biapoiado; S = Caso semicontínuo; Valores em destaque indicam fatores de carga superiores a 0,7.

Tabela 5

Fatores de carga para vigas mistas com laje de 10 cm e perfis Gerdau da série W410 a W610, em função do TRRF (continuação)

Nome	TRRF (22 a 15 minutos), séries W410 a W610, tc = 10 cm															
	22		21		20		19		18		17		16		15	
	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S
W 410x46,1	0,19	0,35	0,20	0,39	0,22	0,43	0,25	0,47	0,28	0,53	0,31	0,60	0,36	0,69	0,41	0,79
W 410x60,0	0,22	0,43	0,25	0,47	0,28	0,52	0,31	0,58	0,36	0,68	0,41	0,78	0,46	0,89	0,54	1,04
W 410x67,0	0,25	0,48	0,28	0,53	0,31	0,59	0,36	0,68	0,41	0,79	0,47	0,90	0,54	1,04	0,62	1,21
W 410x75,0	0,28	0,54	0,31	0,59	0,36	0,69	0,41	0,78	0,47	0,90	0,53	1,02	0,61	1,19	0,70	1,35
W 410x85,0	0,33	0,63	0,38	0,72	0,42	0,82	0,48	0,92	0,55	1,06	0,63	1,23	0,71	1,39	0,81	1,53
W 460x52,0	0,18	0,35	0,20	0,38	0,22	0,42	0,24	0,46	0,27	0,51	0,30	0,57	0,35	0,65	0,40	0,74
W 460x60,0	0,21	0,40	0,23	0,44	0,26	0,49	0,28	0,54	0,33	0,62	0,37	0,71	0,42	0,82	0,49	0,95
W 460x68,0	0,24	0,45	0,26	0,50	0,29	0,56	0,34	0,64	0,39	0,74	0,44	0,84	0,50	0,97	0,59	1,13
W 460x74,0	0,25	0,47	0,28	0,52	0,30	0,58	0,35	0,67	0,40	0,78	0,46	0,88	0,53	1,03	0,62	1,20
W 460x82,0	0,28	0,53	0,30	0,58	0,35	0,67	0,40	0,76	0,45	0,88	0,52	1,01	0,60	1,17	0,69	1,33
W 460x89,0	0,31	0,59	0,35	0,67	0,40	0,77	0,45	0,87	0,51	1,00	0,59	1,15	0,68	1,33	0,77	1,48
W 460x97,0	0,34	0,66	0,39	0,75	0,44	0,85	0,49	0,96	0,57	1,11	0,65	1,28	0,74	1,43	0,83	1,57
W 460x106,0	0,38	0,75	0,43	0,84	0,49	0,95	0,55	1,08	0,64	1,26	0,72	1,41	0,81	1,55	0,90	1,68
W 530x66,0	0,19	0,35	0,21	0,39	0,23	0,42	0,25	0,46	0,28	0,51	0,31	0,58	0,37	0,66	0,43	0,77
W 530x74,0	0,21	0,40	0,23	0,45	0,26	0,49	0,28	0,54	0,33	0,62	0,38	0,71	0,44	0,82	0,52	0,95
W 530x85,0	0,25	0,47	0,27	0,52	0,31	0,59	0,35	0,68	0,40	0,78	0,46	0,90	0,54	1,04	0,63	1,18
W 530x92,0	0,26	0,50	0,29	0,56	0,33	0,63	0,37	0,72	0,43	0,83	0,49	0,96	0,57	1,13	0,67	1,28
W 530x101,0	0,29	0,56	0,33	0,64	0,38	0,73	0,43	0,83	0,49	0,96	0,57	1,12	0,66	1,28	0,75	1,43
W 530x109,0	0,32	0,63	0,37	0,72	0,42	0,82	0,47	0,92	0,54	1,07	0,63	1,24	0,72	1,39	0,81	1,53
W 610x101,0	0,25	0,48	0,27	0,53	0,30	0,59	0,35	0,68	0,40	0,78	0,47	0,91	0,54	1,06	0,64	1,21
W 610x113,0	0,28	0,55	0,32	0,62	0,37	0,71	0,41	0,81	0,48	0,94	0,56	1,10	0,64	1,26	0,74	1,40
W 610x125,0	0,33	0,65	0,38	0,74	0,43	0,84	0,48	0,95	0,56	1,11	0,64	1,29	0,74	1,43	0,82	1,56
W 610x140,0	0,40	0,78	0,44	0,88	0,50	0,99	0,57	1,13	0,66	1,32	0,74	1,46	0,81	1,58	0,89	1,69
W 610x174,0	0,46	0,93	0,51	1,04	0,58	1,19	0,66	1,36	0,75	1,55	0,82	1,68	0,90	1,81	0,98	1,89

*B = Caso biapoiado; S = Caso semicontínuo; Valores em destaque indicam fatores de carga superiores a 0,7.

Tabela 6

Taxa de armadura para desenvolvimento do máximo momento fletor negativo de vigas mistas com perfil Gerda, séries W150 a W360, e laje de 10 cm em função do TRRF

Taxa de armadura (%) para TRRF (30 a 15 minutos), séries W150 a W360, tc = 10 cm																
Nome	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15
W 150x18,0	0,07	0,08	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16	0,19	0,21	0,24	0,28
W 150x24,0	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14	0,15	0,17	0,19	0,21	0,24	0,28	0,31	0,36	0,42	0,48	0,54
W 150x37,1	0,21	0,22	0,24	0,27	0,30	0,35	0,39	0,44	0,50	0,57	0,64	0,73	0,82	0,91	1,02	1,11
W 200x22,5	0,09	0,10	0,10	0,10	0,11	0,12	0,12	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,23	0,26	0,30	0,35
W 200x31,3	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,26	0,29	0,33	0,37	0,43	0,49	0,56	0,64	0,71
W 200x41,7	0,23	0,24	0,26	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,54	0,61	0,69	0,78	0,88	0,97	1,08	1,18
W 200x59,0	0,44	0,50	0,56	0,63	0,70	0,79	0,89	0,99	1,10	1,22	1,35	1,48	1,63	1,75	1,89	2,04
W 200x71,0	0,74	0,82	0,92	1,03	1,14	1,26	1,38	1,52	1,66	1,81	1,95	2,08	2,24	2,40	2,54	2,69
W 200x86,0	1,17	1,29	1,42	1,56	1,70	1,85	2,01	2,18	2,35	2,50	2,67	2,85	3,04	3,21	3,40	3,58
W 250x22,3	0,09	0,09	0,10	0,10	0,10	0,11	0,12	0,12	0,13	0,15	0,16	0,17	0,19	0,22	0,25	0,28
W 250x25,3	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,22	0,26	0,29	0,33	0,38
W 250x28,4	0,12	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,23	0,26	0,29	0,34	0,38	0,44	0,51
W 250x38,5	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34	0,38	0,43	0,49	0,56	0,65	0,73	0,82	0,92
W 250x44,8	0,24	0,25	0,27	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,53	0,60	0,68	0,77	0,88	0,97	1,08	1,20
W 250x89,0	0,97	1,08	1,21	1,34	1,48	1,63	1,78	1,95	2,12	2,31	2,46	2,63	2,84	3,04	3,21	3,41
W 250x101,0	1,34	1,49	1,63	1,79	1,94	2,12	2,31	2,50	2,70	2,85	3,04	3,24	3,47	3,66	3,86	4,08
W 250x115,0	1,82	1,99	2,15	2,33	2,53	2,74	2,96	3,13	3,32	3,53	3,76	3,98	4,20	4,42	4,66	4,77
W 310x23,8	0,10	0,10	0,10	0,11	0,11	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,27
W 310x28,3	0,12	0,12	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20	0,22	0,25	0,28	0,32	0,36	0,42
W 310x32,7	0,14	0,15	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20	0,21	0,24	0,27	0,30	0,34	0,39	0,44	0,51	0,58
W 310x44,5	0,21	0,23	0,24	0,26	0,28	0,30	0,34	0,39	0,44	0,50	0,56	0,64	0,74	0,84	0,93	1,04
W 310x52,0	0,28	0,30	0,32	0,34	0,39	0,44	0,50	0,56	0,63	0,71	0,80	0,91	1,03	1,14	1,26	1,39
W 360x32,9	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,26	0,29	0,33	0,37	0,42	0,49
W 360x39,0	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,24	0,26	0,30	0,34	0,38	0,43	0,49	0,56	0,65	0,73
W 360x51,0	0,24	0,26	0,27	0,29	0,31	0,34	0,39	0,44	0,49	0,56	0,63	0,72	0,82	0,93	1,04	1,17
W 360x57,8	0,29	0,31	0,33	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57	0,64	0,73	0,82	0,93	1,05	1,17	1,29	1,45
W 360x64,0	0,36	0,38	0,41	0,47	0,53	0,59	0,66	0,75	0,85	0,96	1,07	1,20	1,34	1,48	1,62	1,77
W 360x72,0	0,44	0,49	0,55	0,62	0,69	0,77	0,87	0,98	1,10	1,22	1,36	1,50	1,66	1,81	1,96	2,13
W 360x79,0	0,57	0,64	0,71	0,79	0,88	1,00	1,12	1,24	1,38	1,53	1,68	1,84	2,01	2,16	2,34	2,53
W 360x91,0	0,74	0,83	0,93	1,03	1,16	1,30	1,44	1,59	1,75	1,92	2,11	2,30	2,46	2,66	2,86	3,06
W 360x101,0	0,99	1,09	1,22	1,36	1,51	1,67	1,83	2,01	2,19	2,39	2,59	2,75	2,97	3,19	3,40	3,61
W 360x110,0	1,22	1,36	1,51	1,67	1,84	2,00	2,19	2,39	2,60	2,81	2,97	3,18	3,43	3,66	3,87	4,12
W 360x122,0	1,55	1,71	1,87	2,05	2,23	2,43	2,65	2,87	3,09	3,27	3,51	3,76	4,03	4,26	4,53	4,81

Tabela 7

Taxa de armadura para desenvolvimento do máximo momento fletor negativo de vigas mistas com perfil Gerda, séries W410 a W610, e laje de 10 cm em função do TRRF

Taxa de armadura (%) para TRRF (30 a 15 minutos), séries W410 a W610, tc = 10 cm																
Nome	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15
W 410x46,1	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,27	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,53	0,61	0,69	0,79	0,88
W 410x60,0	0,30	0,31	0,34	0,36	0,39	0,44	0,50	0,56	0,63	0,71	0,81	0,91	1,04	1,16	1,28	1,45
W 410x67,0	0,36	0,39	0,41	0,46	0,51	0,58	0,65	0,73	0,82	0,93	1,04	1,17	1,31	1,45	1,63	1,78
W 410x75,0	0,44	0,47	0,52	0,59	0,66	0,73	0,82	0,93	1,04	1,16	1,31	1,44	1,61	1,78	1,95	2,14
W 410x85,0	0,57	0,64	0,71	0,79	0,88	0,99	1,11	1,24	1,38	1,53	1,68	1,85	2,05	2,23	2,43	2,65
W 460x52,0	0,22	0,24	0,25	0,26	0,28	0,30	0,32	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57	0,65	0,74	0,85	0,96
W 460x60,0	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,40	0,45	0,51	0,57	0,64	0,73	0,82	0,94	1,06	1,17	1,32
W 460x68,0	0,36	0,38	0,40	0,44	0,49	0,55	0,62	0,69	0,78	0,88	0,98	1,11	1,25	1,38	1,55	1,72
W 460x74,0	0,40	0,42	0,45	0,50	0,56	0,63	0,71	0,79	0,90	1,01	1,13	1,28	1,43	1,58	1,77	1,94
W 460x82,0	0,47	0,51	0,57	0,63	0,71	0,79	0,88	1,00	1,12	1,25	1,40	1,55	1,73	1,92	2,10	2,31
W 460x89,0	0,58	0,64	0,71	0,79	0,88	0,99	1,11	1,24	1,38	1,54	1,70	1,87	2,06	2,26	2,46	2,69
W 460x97,0	0,69	0,76	0,85	0,94	1,05	1,18	1,31	1,46	1,62	1,79	1,96	2,15	2,37	2,58	2,82	3,06
W 460x106,0	0,84	0,93	1,03	1,14	1,28	1,43	1,58	1,75	1,93	2,12	2,32	2,53	2,78	3,03	3,29	3,56
W 530x66,0	0,29	0,30	0,32	0,34	0,35	0,38	0,41	0,46	0,52	0,59	0,66	0,74	0,85	0,96	1,10	1,28
W 530x74,0	0,35	0,37	0,40	0,42	0,45	0,50	0,57	0,64	0,71	0,80	0,90	1,02	1,17	1,30	1,49	1,70
W 530x85,0	0,45	0,48	0,52	0,58	0,64	0,71	0,80	0,90	1,01	1,13	1,27	1,42	1,58	1,76	1,98	2,19
W 530x92,0	0,52	0,55	0,60	0,68	0,75	0,84	0,94	1,06	1,20	1,34	1,50	1,66	1,85	2,07	2,29	2,53
W 530x101,0	0,63	0,69	0,77	0,86	0,95	1,07	1,20	1,34	1,50	1,67	1,84	2,03	2,25	2,48	2,72	2,99
W 530x109,0	0,75	0,84	0,93	1,02	1,14	1,28	1,43	1,59	1,77	1,95	2,14	2,35	2,60	2,84	3,11	3,38
W 610x101,0	0,54	0,58	0,62	0,69	0,77	0,87	0,97	1,09	1,23	1,38	1,54	1,72	1,93	2,17	2,44	2,70
W 610x113,0	0,69	0,77	0,85	0,94	1,04	1,17	1,32	1,47	1,64	1,83	2,02	2,23	2,48	2,74	3,01	3,31
W 610x125,0	0,91	1,01	1,12	1,23	1,38	1,54	1,71	1,89	2,10	2,30	2,53	2,76	3,03	3,31	3,62	3,93
W 610x140,0	1,22	1,34	1,49	1,65	1,83	2,02	2,23	2,44	2,68	2,92	3,17	3,42	3,75	4,08	4,40	4,77
W 610x174,0	1,89	2,09	2,30	2,54	2,79	3,03	3,31	3,61	3,92	4,19	4,53	4,90	5,33	5,72	6,16	6,62

7. Caso o TRRF de projeto seja um valor intermediário aos encontrados é possível adotar taxas de armaduras inferiores à máxima, calculando o momento fletor negativo resistente seguindo os procedimentos descritos por Romagnoli e Silva [2]. Até que mais estudos sejam desenvolvidos não se permite a interpolação linear dos resultados extremos. Exemplo: outra conclusão é de que não será possível, a partir dos procedimentos normatizados, prescindir revestimento contra fogo para TRRF superior a 19 minutos, independente da taxa de armadura adotada.

O gráfico da Figura 5 mostra o tempo de resistência ao fogo (TRF) para outras espessuras de laje e perfis Gerdau da série W200

para o caso semicontínuo, ou seja, ilustra os pontos em que o fator de carga foi superior a 0,7. A Figura 6 abrange os resultados para as demais séries de perfis Gerdau, ocultando os marcadores do gráfico para facilitar a visualização.

Nota-se que a influência da espessura da laje é muito baixa, variando o TRF em apenas um minuto geralmente. Também é possível perceber que nos perfis mais leves dificilmente atinge-se TRF superiores a 20 min e, em alguns casos nem mesmo 15 min. Isso fica bem evidente na série W310. Os perfis mais pesados e de baixa altura atingiram valores mais altos, se aproximando de 30 min. Isso é bem evidenciado na série W200, W250 e W360. Tais perfis, porém, não são usualmente utilizados como vigas de piso

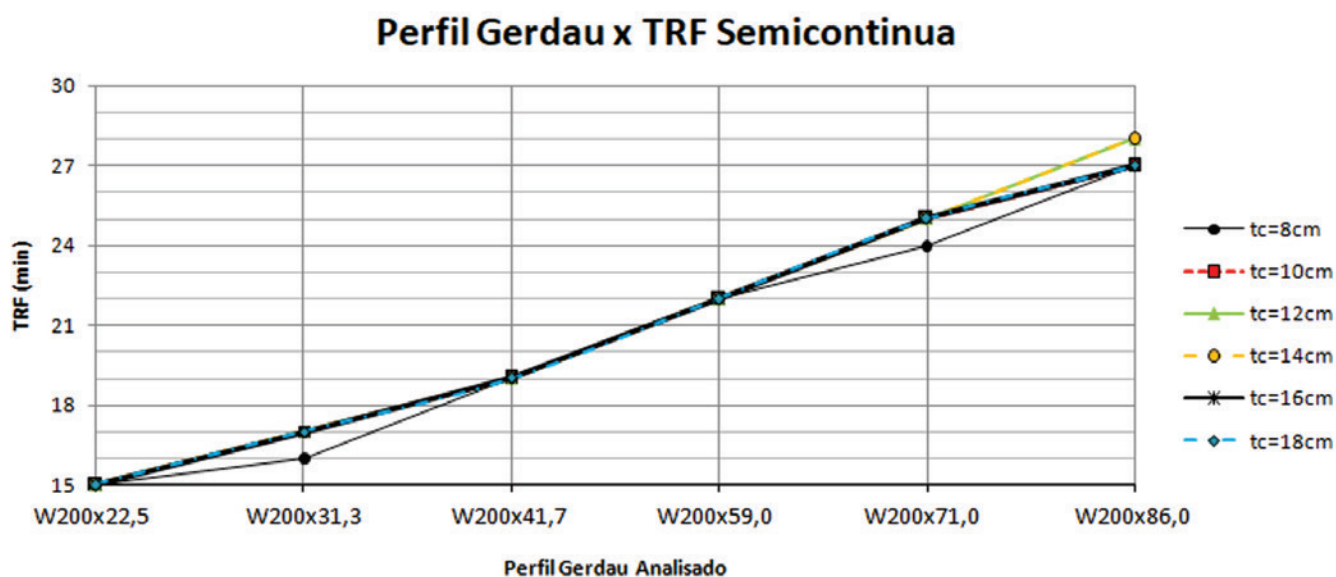


Figura 5
Gráfico TRF (fator de carga 0,7) do caso semicontínuo x perfil Gerdau analisado (série W200)

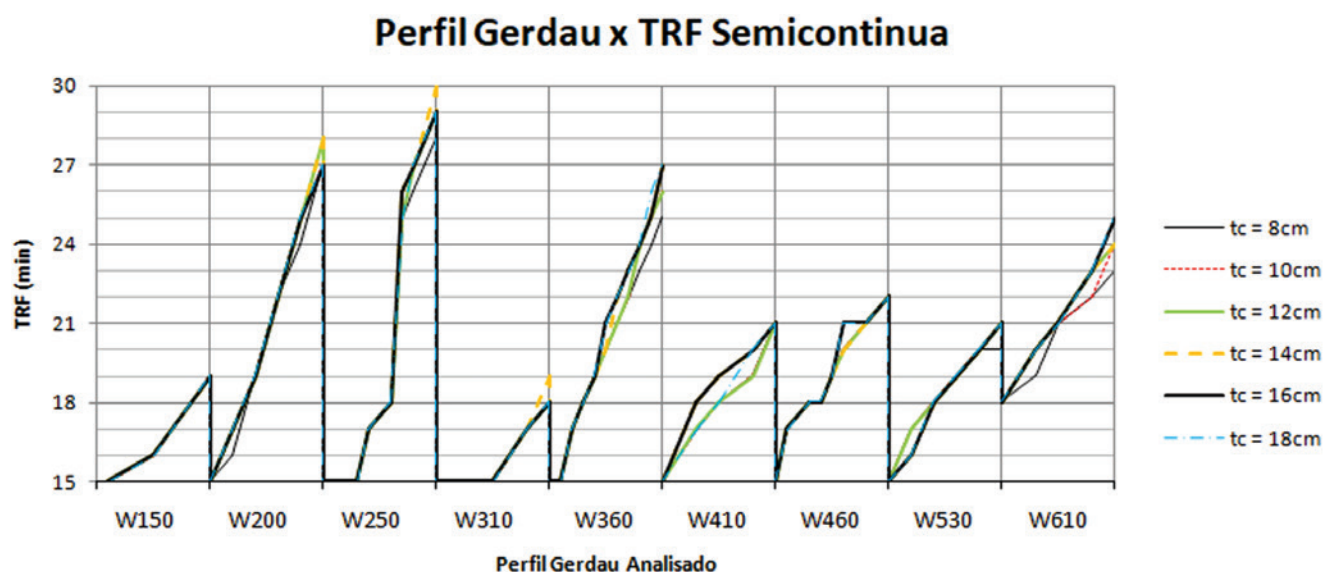


Figura 6
Gráfico TRF (fator de carga 0,7) do caso semicontínuo x perfil Gerdau analisado

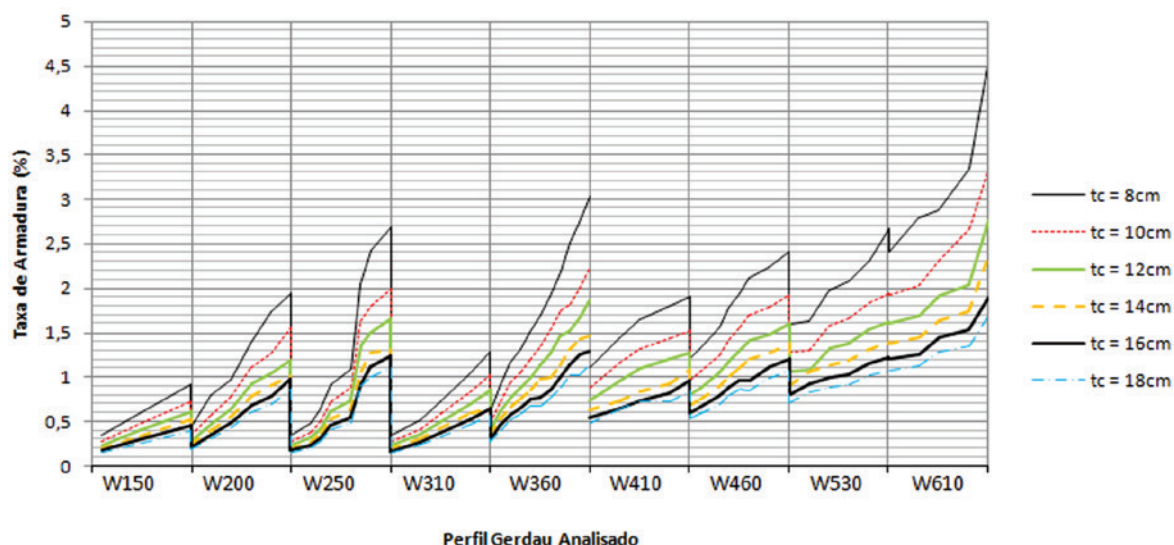


Figura 7

Gráfico taxa de armadura x perfil Gerdau analisado, para TRF (fator de carga 0,7) do caso semicontínuo

de edifício, sendo mais indicados para pilares, onde predominam as forças axiais.

O gráfico da Figura 7 indica as taxas de armadura adotadas para o tempo em que o fator de carga foi superior a 0,7, ou seja, no tempo de resistência ao fogo indicado na Figura 6.

Os perfis mais leves possuem taxas de armadura máxima razoáveis, entre 0,5% a 1,5%. Já os perfis mais pesados necessitam de taxa de armadura muito elevada, variando entre 2% ao valor máximo de 4,5% para o perfil W610x174,0 com laje de 8 cm.

4. Conclusões

Foram estudadas as capacidades resistentes em situação de incêndio de vigas mistas de aço e concreto sem proteção contra fogo, formadas por perfis W da Gerdau e laje maciça considerando a semicontinuidade proporcionada por armadura negativa longitudinal da laje para TRRF entre 15 min e 30 min. Análises anteriores mostraram que não é possível justificar a ausência de revestimento contra fogo seguindo procedimentos normalizados para TRRF de 30 min, tempo mínimo fornecido pelo método tabular da IT08 [12]. Tempos inferiores, embora não tão comuns, podem ser adotados de acordo com o denominado método do tempo equivalente, limitado a 15 min.

A análise simplificada aplica os métodos normalizados vigentes onde se avalia a formação de rótulas plásticas no apoio e no meio do vão, a fim de justificar a ausência de revestimento contra fogo. Foram tomadas hipóteses simplificadoras em que se desprezam esforços indiretos provocados pela dilatação térmica e gradiente térmico. Uma tentativa de propor um método de intensificar os esforços solicitantes sem considerar outros fenômenos mais complexos como não linearidade dos materiais e geométrica penalizaria excessivamente o modelo simplificado, levando a resultados muito conservadores (como já evidenciado por Silva [14], para o caso dos esforços indiretos em vigas de aço biapoiadas e pórticos

simples submetidos a temperaturas próximas à crítica), indo de encontro ao objetivo de avaliar a possibilidade de dispensar revestimento contra fogo em alguns casos. Tal hipótese foi verificada e validada em análises numéricas ainda a serem publicadas.

Dos resultados obtidos pode-se concluir que:

- Utilizando procedimentos normalizados para TRRF inferiores a 30 min é possível prescindir revestimento contra fogo em vigas mistas ao se considerar a semicontinuidade na região do apoio;
- Em geral os perfis mais leves, com geometria própria para serem utilizados como vigas de piso de edifícios, obtiveram fator de carga de 0,7 (critério simplificado da ABNT NBR 14323 [1] para avaliar os esforços solicitantes em situação de incêndio) para TRRF entre 15 min e 20 min;
- Perfis mais pesados obtiveram resultados melhores, com TRRF entre 20 min e 30 min, porém com adoção de taxa de armadura negativa elevada, entre 2% e 4,5%, valores pouco usuais em prática.

Cumprindo com o objeto inicialmente proposto é possível prescindir revestimento contra fogo em casos específicos, usualmente relacionados a construções de pequeno porte e com bom gerenciamento do risco de incêndio, resultando em TRRF próximos de 20 min segundo o método do tempo equivalente.

Para o caso de perfis em que a análise feita aqui não consegue demonstrar que o revestimento pode ser prescindido, eles ainda podem ser analisados por métodos numéricos avançados. Esse trabalho está em desenvolvimento pelos autores.

5. Bibliografia

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] ROMAGNOLI, L.C.; SILVA, V. P. Sobre o aproveitamento

- da semicontinuidade para eliminar o revestimento contra fogo em vigas mistas de aço e concreto biapoiadas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, 2017. No prelo.
- [3] WANG, Y. C. Steel and composite structures. Behavior and design for fire safety. London: Spon Press, 2002.
- [4] USMANI, A. S.; ROTTER, J. M.; LAMONT, S.; SANAD A. M.; GILLIE M. Fundamental principles of structural behavior under thermal effects. Fire Safety Journal, v.36, p. 721-744. Elsevier, 2001.
- [5] KODUR V. K. R.; NASER M.; PAKALA P.; VARMA A. Modeling the response of composite beam-slab assemblies exposed to fire. Journal of Constructional Steel Research, v.80, p. 163-173. Elsevier, 2013.
- [6] HUANG Z.; LIN S.; FAN M. The effects of protected beams and their connections on the fire resistance of composite buildings. Fire Safety Journal, v.78, p. 31-43. Elsevier, 2015.
- [7] IOANNIDES S. A.; MEHTA S. Restrained versus unrestrained fire ratings for steel structures - a practical approach. Modern Steel Construction. Chicago: AISC, 1997.
- [8] FAKURY R. H.; CASAS E. B.; PACÍFICO F. F.; ABREU L. M. P. Design of semi-continuous composite steel-concrete beams at the fire limit state. Journal of Constructional Steel Research, v.61, p.1094-1107. Elsevier, 2005.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1994-1-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: CEN, 2005.
- [10] FISCHER E. C.; VARMA A. H. Fire resilience of composite beams with simple connections: Parametric studies and design. Journal of Constructional Steel Research, v.128, p.119-135. Elsevier, 2017.
- [11] 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.
- [12] CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução Técnica Nº08. Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2011.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [14] SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio. São Paulo: Zigurate Editora, 2001.

Contribution to hierarchical modeling in tunnel design practice

Contribuição à modelagem hierárquica no projeto de túneis

B. S. DZIALOSZYNSKI ^{a,b}

bruno@dmbb.com.br

<https://orcid.org/0000-0002-7881-5141>

F. R. STUCCHI ^{a,c}

fernando.stucchi@usp.br

<https://orcid.org/0000-0003-4149-0985>

Abstract

This work presents a comparative analysis between two model hierarchies commonly applied in tunnel structural design: continuum ground models and bedded-beam models. Firstly, the main characteristics of each model and the interfaces between them are discussed. Based on those evaluations a simple procedure is proposed for determining the bedded-beam model imposed loads which lead to results compatible to those of a given continuum model. Said procedure is then explored to estimate simplified compatibilization loads for basic and illustrative cases, where a reasonable compatibilization was achieved for a relatively simple applied load.

Keywords: tunnels, hierarchical modelling, numerical modeling.

Resumo

Esse trabalho apresenta uma análise comparativa entre duas hierarquias de modelos comumente aplicadas no projeto estrutural de túneis: modelos de maciço contínuo e de anel sobre apoios. Primeiramente, as principais características de cada modelo e as interfaces entre ambos são discutidas. Baseado em tais avaliações um procedimento simples é proposto para determinar as cargas impostas ao modelo de anel sobre apoios que levam a resultados compatíveis àqueles de um dado modelo de maciço contínuo. Tal procedimento é então explorado para estimar carregamentos de compatibilização simplificados para casos básicos e ilustrativos, onde uma compatibilização razoável foi atingida para um carregamento relativamente simples.

Palavras-chave: túneis, modelagem hierárquica, modelagem numérica.

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

^b dMBB Projetos Ltda, São Paulo, SP, Brasil;

^c EGT Engenharia, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

Civil engineering applies mathematical models to simulate and solve physical problems of complex nature. By definition, models idealize and simplify reality, in order to be a viable and practical tool for the analysis and design of civil structures.

Due to its complex nature, the use of various model hierarchies and methods for the design and analysis of tunnels is common. Indeed, the International Tunneling Association [1], in its guidelines for the design of tunnels highlights 4 major groups of methods for the structural modeling and design of tunnels, namely: continuum models (or discontinuum, for rock massifs); bedded-beam models (or action-reaction); empirical approaches; and the observational method.

The continuum models usually allow for a more sophisticated analysis, but higher model sophistication leads to higher volume and complexity of input data to estimate and output data to interpret. Thus, a growing complexity of the continuum models is expected to come at the tradeoff of costlier and lengthier processes, which may be more susceptible to error, due to occasional less intuitive model results.

Indeed, for the design practice of tunnels, it is of great value to apply lower hierarchical for simple and quick evaluation of physical behaviors, the validation of higher hierarchy models and the estimation of preliminary results in the search for effective hierarchical models (Bucalem and Bathe [2]). In extense projects, with typical, representative regions and a large number of sections to be analyzed, it may also be advantageous to directly apply lower hierarchy models, calibrated and validated by a smaller number of higher hierarchy models for each region. Bedded-beam models are highlighted as useful tools for said goal (Prado and Waimberg [3]).

This paper aims at a comparative analysis between the continuum soil/rock mass models – henceforth denominated as hierarchy H1

models – and on the bedded-beam models – henceforth denominated hierarchy H2 models - in the context of the analysis and design of tunnels. A procedure for a potential compatibilization of both models is proposed, in the scope of their combined used for the design. Lastly, comparative example cases are presented for the application of the models, aiming at assessing said potential, and applying the proposed procedure.

2. Interface, comparison and calibration between model hierarchies

The comparison of the results for different model hierarchies is not rare in the technical bibliography. Examples of authors which have explored it are: Duddeck and Erdmann [4], comparing traditional models, with a general and conceptual scope; der Poel, Hergarden and Dekker [5], with numerical analysis for some ground profiles; Prado and Waimberg [3], with numerical analysis to study bedded-beam load distribution for a specific case; Vu, Broere and Bosch [6], applying numerical models and field measurements to validate a new bedded-beam model proposition.

Technical bibliography commonly highlights the use of bedded-beam models especially for TBM (Tunnel Boring Machine) tunnels, due to its particular geometric and construction characteristics, but there is the possibility of also modeling NATM (New Austrian Tunneling Method) tunnels, with its due reservations and simplifications. The main difference and interface between hierarchies H1 and H2 resides in how the ground (soil or rock mass) is modeled. Figures [1] and [2] illustrate the described model hierarchies.

For the hierarchy H1 ground is modeled as a deformable solid, together with the lining and support structures. The soil-structure interaction will result from the solution of equilibrium for the compound structure, accounting for the compatibility of deformations between elements. The engineer estimates the parameters and

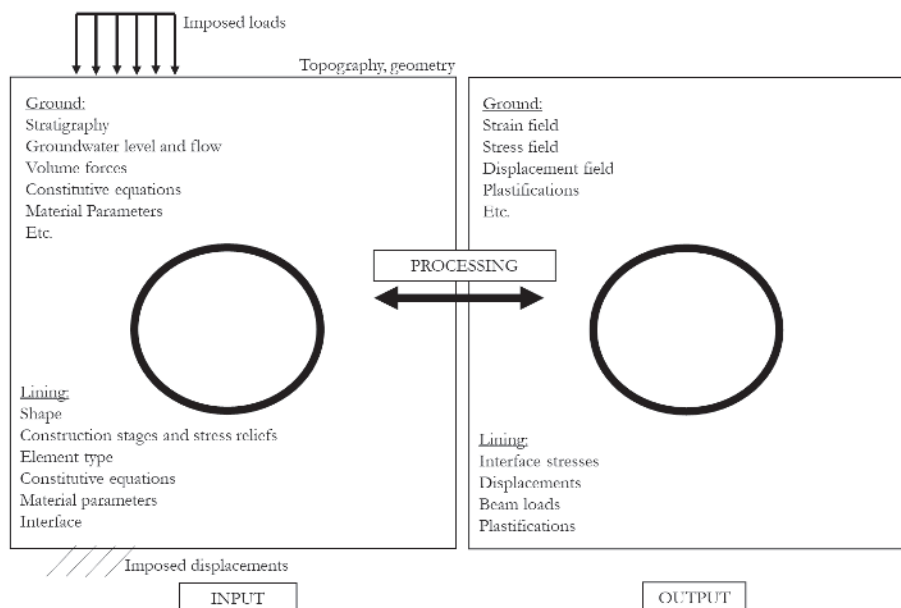


Figure 1
Hierarchy H1 model schematic view

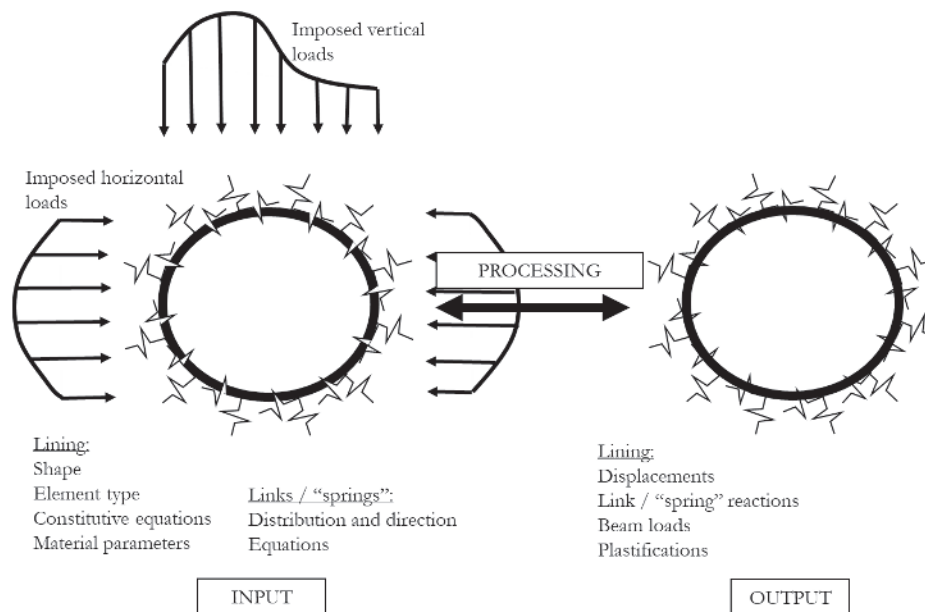


Figure 2
Hierarchy H2 model schematic view

constitutive behavior for the soil/rock mass and support structures, and soil-structure interaction will derive from such estimations. Outputs related to stress, strain and displacement fields within the soil/rock mass may be computed.

For the hierarchy H2 ground is modeled simply by loads and links/"springs" applied to the structure. The engineer directly estimates an imposed load and the constitutive behavior of the links/"springs". The soil-structure interaction is thusly reflected simply by the conjunction of imposed loads and link/"spring" reactions, and results regarding ground response are limited.

When applying hierarchy H2, a distinction between an 'applied action' part and a 'link/"spring" reaction' part of the soil structure-interaction is necessarily made. Despite being relatively intuitive, this distinction is arbitrary. For hierarchy H1 such distinction is not made, drawing it conceptually closer to the actual physical problem.

Indeed, for an ideal compatibilization, the multiple physical behaviors of the soil/rock simulated in hierarchy H1 would have to be totally translated only in the estimation of applied loads and link/"spring" constitutive behavior for hierarchy H2.

In the same way that the accuracy for hierarchy H1 models depends on the representativeness of the estimated parameters and constitutive behaviors, the accuracy of hierarchy H2 models depends on the quality of the load and link/"spring" stiffness estimations.

On the one hand, the input data for hierarchy H1 is usually composed of design and material parameters, imposed as design criteria or estimated from laboratory and field measurements. On the other hand, for hierarchy H2 the input data normally cannot be readily measured or imposed, especially before the actual construction works. Thus, usually said inputs are estimated by the engineer through a number of methods, commonly of empirical, approximate and simplified nature.

Some examples of estimations for the hierarchy H2 imposed loads are described in Mashimo and Ishimura [7], Duddeck and Erdman

[4], Martinek and Winter [8]; and for links/"springs" constitutive behavior in Duddeck and Erdmann [4], Martinek and Winter [8], Orreste [9], Do et al. [10], Vu, Broere and Bosch [6].

3. "Ideal" hierarchical model compatibilization

For the study and determination of approximate imposed loads which would lead to a reasonable compatibilization between model hierarchies it of interest to determine what would be the exact load to be imposed to hierarchy H2 which would lead to a solution identical to that of hierarchy H1. The practical determination of such load shall be discussed hereafter.

3.1 Concept

Consider a given physical problem of the static equilibrium of a tunnel excavation where one aims at obtaining an identical response for lining loads, for models of hierarchy H1 and H2. For both hierarchies, an approximation by the finite elements method with small displacements hypothesis is proposed. It is assumed, for simplicity in this presentation, that no interface elements are applied, so that ground and lining elements share mesh nodes, and are thusly rigidly linked.

The solution of the tunnel excavation physical problem, when modeled through hierarchy H1 usually applies successive calculation stages which reflect the actual construction sequence, with inclusion and exclusion of finite elements mesh sectors. For example, it is common to initially apply a partial excavation stress relief of the unlined crown excavation, followed by the installation of the crown's support with additional stress relief, followed by the successive excavation and simultaneous support installation of the inverts – temporary and final – with full stress relief. Thus, let

u_n be the total accumulated nodal displacement vector for a given construction / calculation stage n :

$$u_n = \sum_{i=1}^n \Delta u_i \tag{1}$$

Where Δu_i denotes the nodal displacement variation vector for a given calculation stage i .

As there is the possibility of the inclusion and exclusion of mesh sectors, displacements that actually imply loads at the support for a given lining part refer only to the calculation stages where the elements of said lining part were active in the mesh. For example: (i) during the stress relief of the unlined crown the nodes that will integrate the lining elements are displaced. However, the lining is not yet activated; (ii) at the beginning of the next stage, where lining installation and an additional stress relief will be computed, nodes are already displaced, but lining loads are still null, as the support was activated in the displaced configuration; (iii) only from this stage on, with active lining elements, displacements will cause lining loads. Indeed, such model characteristics reflect actual physical behavior, regarding the lag between stress relief, excavation advancement and primary lining installation.

Thus let u_n^p be defined as the vector of the accumulated nodal displacements that cause actual loading of a given lining part p for a given calculation stage n , that is:

$$u_n^p = \sum_{i=t}^n \Delta u_i \tag{2}$$

Where t denotes the calculation stage where the lining part p is activated, and assuming that said part remains active from stages t to n . 'Lining part' refers, for example, to the crown, temporary invert (TI), final invert (FI), modeled by a given set of elements.

Once the hierarchy H1 model is solved, u_n^p is known for all calculation stages and lining parts. Figure [3](a) illustrates said solution, for an illustrative and simplified case of a beam fixed at both ends with a single free node and degree of freedom (nodal vectors simplified to scalar value).

Consider another model, without the ground elements, that is, solely with the lining elements. Analogous mesh and lining part activation are modeled, but links / "springs" and self-weight that would be present in and hierarchy H2 model are not applied. By imposing in this model, stage by stage, and part by part, prescribed nodal support displacements with the respective u_n^p values, an

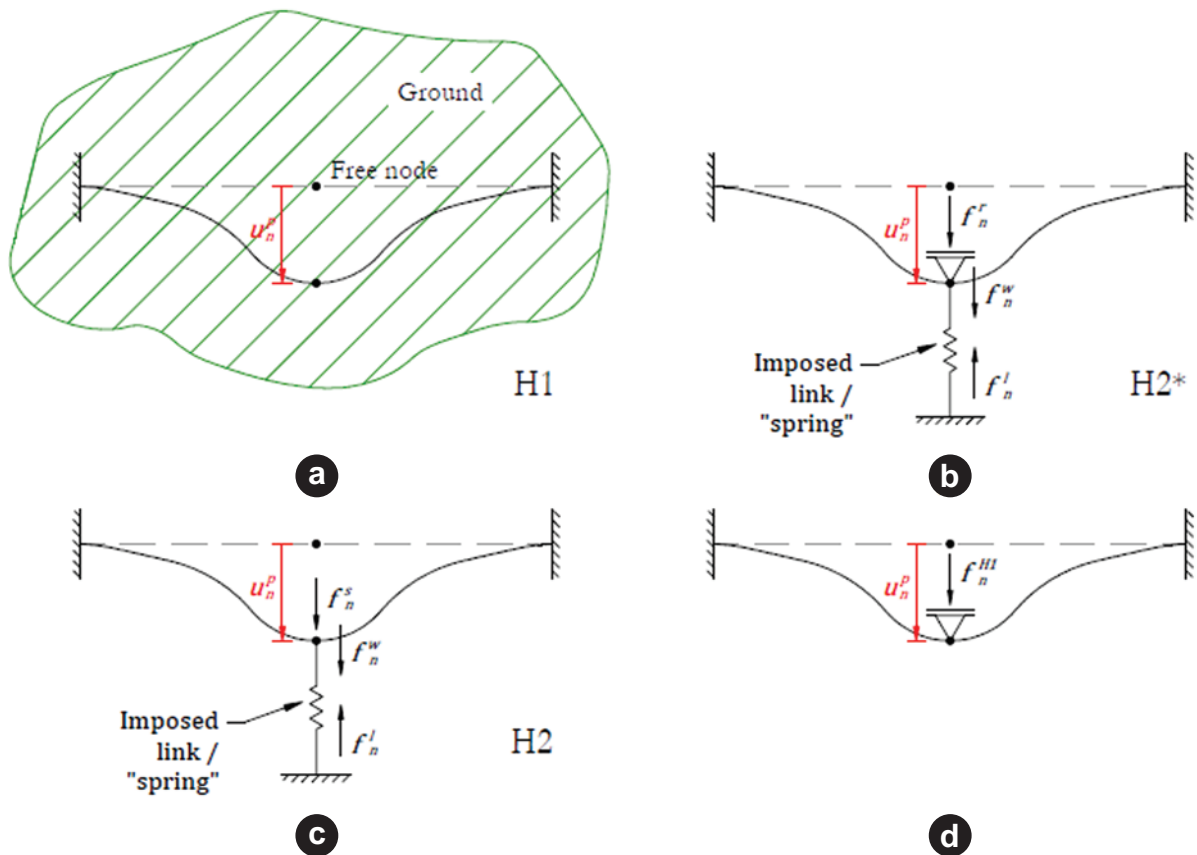


Figure 3

Illustrative example of the "ideal" calibration procedure with a beam fixed at both ends. (a) Results for hierarchy H1; (b) Hierarchy H2* model for obtaining the "ideal" compatibilization nodal force components; (c) Hierarchy H2 model with "ideal" compatibilization load; (d) Illustrative model without self-weight and without imposed links/"springs", with the computation of the equivalent total nodal force

identical solution to that of hierarchy H1 is obtained, regarding the lining loads. Figure [3](d) illustrates said model for the aforementioned illustrative case.

Let \mathbf{f}_n^{H1} be the vector with the respective prescribed displacement support reactions for each node in the model. In a more intuitive fashion, one may obtain the same identical solution to that of hierarchy H1 by applying to the discussed model, stage by stage, \mathbf{f}_n^{H1} as nodal forces or a kinematically equivalent distributed load.

For hierarchy H2 models, however, the nodal force vector for each stage \mathbf{f}_n^{H2} , for usual cases, has 3 components of the total nodal loading, namely: imposed loading due to the soil/rock mass (ground load), \mathbf{f}_n^s ; imposed loading due to self-weight, \mathbf{f}_n^w and; reactions at links / "springs", \mathbf{f}_n^l .

The said "ideal" compatibilization, with identical solution, would be obtained when \mathbf{f}_n^{H2} loads are applied stage by stage, with:

$$\mathbf{f}_n^{H2} = \mathbf{f}_n^{H1} = \mathbf{f}_n^s + \mathbf{f}_n^w + \mathbf{f}_n^l \quad (3)$$

Or a kinematically equivalent load.

The components \mathbf{f}_n^s and \mathbf{f}_n^w are totally imposed by the engineer, and are known previous to the model solution, reflecting a loading "before deformation". However, the \mathbf{f}_n^l component depends not only on the imposed constitutive behavior and parameters, but also on the \mathbf{u}_n^p displacements, thus being known only after the model solution. Indeed, as a component of \mathbf{f}_n^{H2} depends on the displacements, its imposition in the hierarchy H2 model for "ideal" compatibilization is not totally immediate.

3.2 Practical procedure for computing the "ideal" compatibilization load

A practical procedure is proposed for computing the components of the "ideal" compatibilization load. The procedure is of simple implementation in usual computational tools available in the market. The procedure stages are explained in a general manner but figure [3] shall be illustratively referenced for the simplified example of a beam fixed at both ends with a single free node and degree of freedom. Procedure stages are as follows:

1. For the calibration it is assumed that the hierarchy H1 model has been solved, and \mathbf{u}_n^p is known for any relevant n and p (see figure [3] (a)). The aim is, thus, to determine the individual values of \mathbf{f}_n^w , \mathbf{f}_n^s and \mathbf{f}_n^l to be applied in the hierarchy H2 to model for "ideal" compatibilization with such known result.
2. The self-weight component \mathbf{f}_n^w is obtained directly from the tunnel lining properties.
3. A constitutive behavior is defined and imposed for the links / "springs" to be applied in the hierarchy H2 model. The procedure shall result in compatibilization loads for such defined links, regardless of its representativity of the actual physical behavior. However, more realistic and intuitive compatibilization loads should normally result for better estimations of link / "spring" behavior.
4. An auxiliary model is applied, henceforth referred to as of hierarchy H2*. This model is defined as a bedded-beam model with the beam lining elements mesh and calculation stages analogues to those of the hierarchy H1 model. For such model, the self-weight component \mathbf{f}_n^w stipulated in procedure stage 2 is imposed, as well as the links / "springs" stipulated in procedure

stage 3, both identical for hierarchy H2 and H2* models. However, for this model, the nodal forces due to ground loading \mathbf{f}_n^s are not imposed, applying in their place nodal support displacements with the values of \mathbf{u}_n^p , obtained for hierarchy H1 (see figure [3] (b)). In such hierarchy H2* model the ground component of the nodal forces \mathbf{f}_n^s does not exist, figuring in its place a component due to the reactions in the supports with imposed displacements, \mathbf{f}_n^r . Thus for the "ideal" compatibilization of the hierarchy H2* model:

$$\mathbf{f}_n^{H2*} = \mathbf{f}_n^{H1} = \mathbf{f}_n^r + \mathbf{f}_n^w + \mathbf{f}_n^l \quad (4)$$

5. Solving the hierarchy H2* model of procedure stage 4 an identical solution to that of hierarchy H1 is obtained, that is, total nodal forces are in tune with equation [4].
6. As the stage by stage nodal displacements are, by imposition, identical to those of the hierarchy H1 solution, the reaction in the imposed links / "springs" shall be \mathbf{f}_n^l , identical for hierarchy H2 and H2* in the "ideal" compatibilization.
7. As for the "ideal" compatibilization of hierarchy H2 equation [3] is valid and for the "ideal" compatibilization of hierarchy H2* equation [4] is valid:

$$\begin{aligned} \mathbf{f}_n^{H1} = \mathbf{f}_n^{H2} = \mathbf{f}_n^{H2*} &= \mathbf{f}_n^s + \mathbf{f}_n^w + \mathbf{f}_n^l = \\ \mathbf{f}_n^r + \mathbf{f}_n^w + \mathbf{f}_n^l &\rightarrow \mathbf{f}_n^s = \mathbf{f}_n^r \end{aligned} \quad (5)$$

That is, the reactions in the supports with imposed settlements in hierarchy H2*, \mathbf{f}_n^r , have identical values to those of the ground component of the "ideal" compatibilization load of hierarchy H2, \mathbf{f}_n^s .

8. In this stage the individual values of \mathbf{f}_n^w , \mathbf{f}_n^s and \mathbf{f}_n^l are already known. Thus, the imposition of \mathbf{f}_n^w and \mathbf{f}_n^s for each calculation stage in the hierarchy H2 model with analogous mesh and analogous link / "springs" as stipulated in procedure stage 3 shall lead to a solution identical to that of hierarchy H1 (see figure [3] (c)). The reactions in the imposed links/"springs" shall be \mathbf{f}_n^l for the computed solution.

It is evident that this methodology in itself is of little value for direct use in the actual design practice, as it is a totally imposed calibration, where it is necessary to know beforehand the solution for hierarchy H1. However, its application allows one to directly obtain, for hierarchy H2, and a given set of estimated links/"springs", the load that leads to the same response as hierarchy H1. Its application in various cases, thus, may allow the investigation of patterns, rules and correlations that lead to a reasonable calibration of model hierarchies for typical cases.

4. Case examples

In order to illustrate and explore the discussed concepts, their application to a set of cases of the hierarchical modelling of a physical problem is proposed.

4.1 Physical problem

The loads in the primary support of a tunnel to be driven through a hard tertiary clay are to be evaluated. The cross section of the tunnel consists of a 4-arch ring and is symmetrical to the vertical central axis. Tunnel cover is of 30m and a very stiff material,

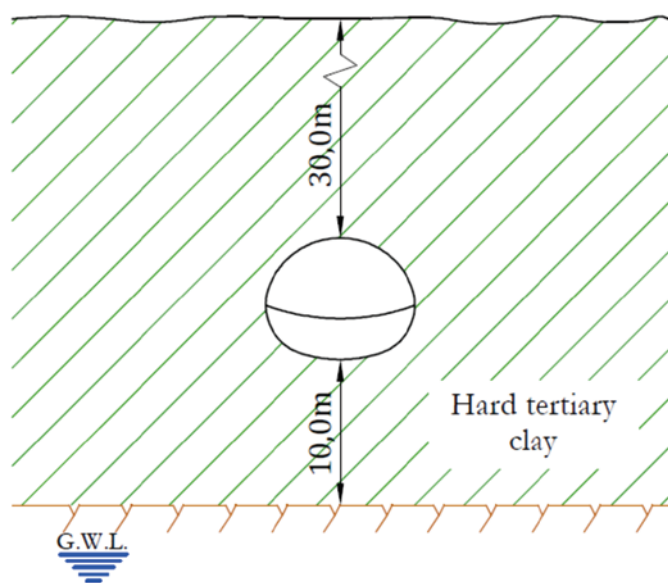


Figure 4
Physical problem schematic view

assumed as totally rigid is identified 10m below the FI of the tunnel. Primary support is prescribed as a 25cm thick shotcrete lining, with stiffness estimated at 10GPa for the ages to be modelled. The groundwater level is assumed to be totally lowered in the regions relevant to the structure. Figure [4] illustrates schematically the described physical problem.

4.2 Hierarchy H1

For the modelling and solution of the case examples in hierarchy H1 the finite elements method was applied, utilizing the software Midas GTS NX. The physical problem was simplified to a plane strain bidimensional model, and took advantage of the symmetry along the vertical central axis of the tunnel.

The soil mass was modeled with 3-nodded triangle elements with homogeneous, isotropic linear elastic, perfectly plastic behavior, with Mohr-Coulomb yielding criteria. It is important to highlight that such hypothesis represents a great simplification of the actual constitutive behavior of the material, even though it is commonly applied in design practice. Nonetheless, for the purposes of this work the simplification is considered reasonable, with the acknowledgement that more sophisticated constitutive models could lead to different results.

Table 1
Estimated ground parameters

Parameter	Symbol	Value
Unit weight	γ	20 kN/m ³
Angle of friction	ϕ'	22°
Cohesion	c'	75 kPa
Elasticity modulus	E	100 MPa
Poisson's ratio	ν	0.3
Coefficient of lateral earth pressure	K_0	0.8

The tunnel lining was modeled with 2-nodded Bernoulli-Euler beam elements. That is, potential effects of stresses acting in the lining out of the modelled plan are neglected. No interface elements between ground and structure were applied, therefore being assumed that both are rigidly linked.

Table [1] presents the estimated parameters for the hard tertiary clay.

4.3 Hierarchy H2

The modelling and solution of the hierarchy H2 models also applied the finite elements method with aid of the software Midas GTS NX. The lining was modelled with elements and mesh analogues to those of hierarchy H1.

The links/"springs" that represent ground's soil-structure interface reaction in the normal direction were discretely modelled, node by node, with linear elastic behavior for compression and null reaction for tension. The stiffness of such links was estimated according to the following equations for the modulus of subgrade reaction k_r , as proposed by Martinek e Winter [8]:

$$k_r = 0,5 E_o/R \tag{6}$$

$$E_o = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \tag{7}$$

Where E and ν are the modulus of elasticity and Poisson's ratio for the soil, assumed to be isotropic and linear elastic. R denotes the radius of the tunnel. Naturally, such relationships were originally estimated for a circular lining geometry, being utilized in an adapted fashion for the more complex geometry of the modelled tunnel. For each cross section arch, the modulus of subgrade reaction was duly adjusted.

The link reactions in tangential direction were also discretely modeled, with linear elastic behavior. Various authors, like for example Vu, Broere and Bosch [6] or Plizzari and Tibert [11] consider the following relationship between the normal k_r and tangential k_s link stiffness to be reasonable:

$$k_s = \frac{1}{3} * k_r \tag{8}$$

In the bibliography such relationship is many times associated to more complex constitutive behaviors for the links/"springs" and/or to TBM tunnels, with circular geometry. Still, acknowledging potential limitations of its use, for the present study, the relationship was adopted.

The imposed loads were determined in depending on the studied case.

4.4 Case A – Single stage construction

For this evaluation the problem was modelled without the consideration of construction stages. That is, for the hierarchy H1 only two calculation stages are modeled: (i)stress state initialization, according to the coefficient of lateral earth pressure, K_0 and; (ii) excavation and lining installation for crown and FI with total and simultaneous stress relief.

Figures [5] and [6] present the results for horizontal and vertical displacements for hierarchy H1, respectively.

Following the procedure detailed in section 3.2, and using the auxiliary

hierarchy H2* model, the ground component f_n^s of the imposed nodal loading that yields the “ideal” compatibilization between the hierarchy H1 and H2 models was computed. The procedure was applied for the case with only normal links/“springs” and for the case with both normal and tangential links/“springs”. Figure [7] presents the nodal results for the computed horizontal $[f_n^s]_x$ and vertical $[f_n^s]_y$ components.

As may be observed, the results are similar, illustrating that, for the postulated tangential stiffnesses, the link reaction component, f_n^l is relatively low in comparison to the imposed load, f_n^s .

In order to evaluate the same problem with hierarchy H2 models, analyses were performed for the following imposed ground load hypotheses:

- **(C1) geostatic load:** the *in-situ* vertical and horizontal stresses prior to excavation are applied as load. As an exception, for the invert the applied load is correspondent to that of the crown, considering in a simplified manner the removal of the excavated mass;
- **(C2) geostatic load without vertical invert load:** analogous to the C1 load, but without the vertical component originally applied to the invert;
- **(C3) load considering stress reduction through “arching effect”:** estimated as presented by Mashimo and Ishimura [7] and;
- **(C4) simplified adjusted load:** the procedure described in section 3.2 was applied to determine the “ideal” compatibilization nodal force components, as presented in figure [7]. Based on such results a simplified distributed load was adjusted for compatibilization.

Figure [8] illustrates the proposed loads. For loading (C4) adjustments were made for both the case with links/“springs” solely in the normal direction (C4 Norm) and the case with links/“springs” in the normal and tangential directions (C4 Norm + Tang), expressed through ordered pairs. In the figure, h denotes tunnel height. As illustrated by Blom [12], loads are applied in the projected lining areas. The loading (C3) was estimated through a formula proposed by Terzaghi, as presented by Mashimo e Ishimura [7], that is, the crown load is P_v , with:

$$P_v = B_1 \frac{\left(\gamma' - \frac{c'}{B_1}\right)}{K_0 * \tan\phi'} \left[1 - \exp\left(\frac{K_0 * \tan\phi' * H}{B_1}\right)\right] \tag{9}$$

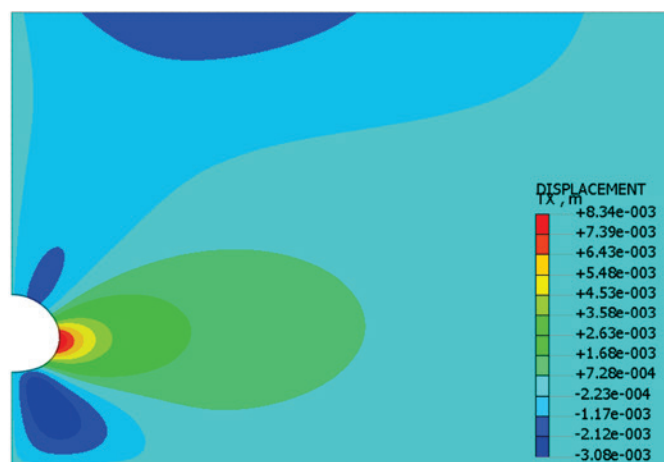


Figure 5
Case A – Hierarchy H1 – horizontal displacements

$$B_1 = R * \cot\left[\frac{\frac{\pi}{4} + \phi' / 2}{2}\right] \tag{10}$$

Where γ' is the submerged unit weight (when below groundwater level), c' and ϕ' are the effective cohesion and friction angle of the material, and H is the tunnel cover. For R the equivalent radius of the tunnel according to its cross section area was adopted.

Figures [9] to [12] illustrate the results for axial force and bending moment acting in the lining along the developed length s of the modeled symmetrical part, starting from the base of the FI (see figure detail).

Results are discussed, placing the beam forces and moment results for hierarchy H1 as a reference:

- For hierarchy H1, the modeled tunnel works mostly though axial force. A significant “arching effect” is illustrated, in line with the estimated properties;
- Loading (C1) substantially overestimated beam loads for most of the lining length, and its delineation is not compatible with that of hierarchy H1;
- When only normal links/“springs” were applied, loading (C2) overestimated significantly the beam loads. When tangential links/“springs” were added, the compatibilization with hierarchy H1 seems to have improved. Nonetheless, its delineation is generally nor compatible with that of hierarchy H1;
- Loading (C3) underestimated the axial force, with a better estimation for bending moments;
- Even though loading (C4) adjustment was simplified, as it was inferred directly from the ideal “compatibilization” nodal force components, it yields results that considerably close to those of hierarchy H1.

It is important to highlight that the results for hierarchy H1 not necessarily are totally adherent to those expected for the actual physical problem, as there are already, even for hierarchy H1, many simplifications. Thus, the discussion made for model compatibilization, having as reference the highest hierarchy, does not correspond to the discussion of the real representativity of the results. For instance, the apparent underestimation of loading (C3) might actually be more realistic, should intermediary stress reliefs or more sophisticated constitutive behavior had been considered.

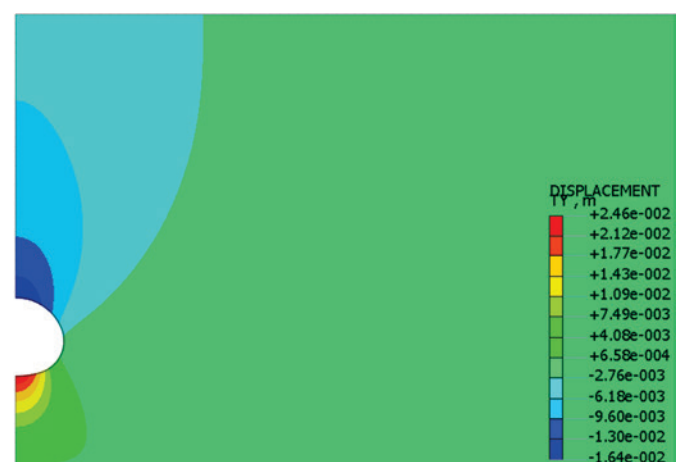


Figure 6
Case A – Hierarchy H1 – vertical displacements

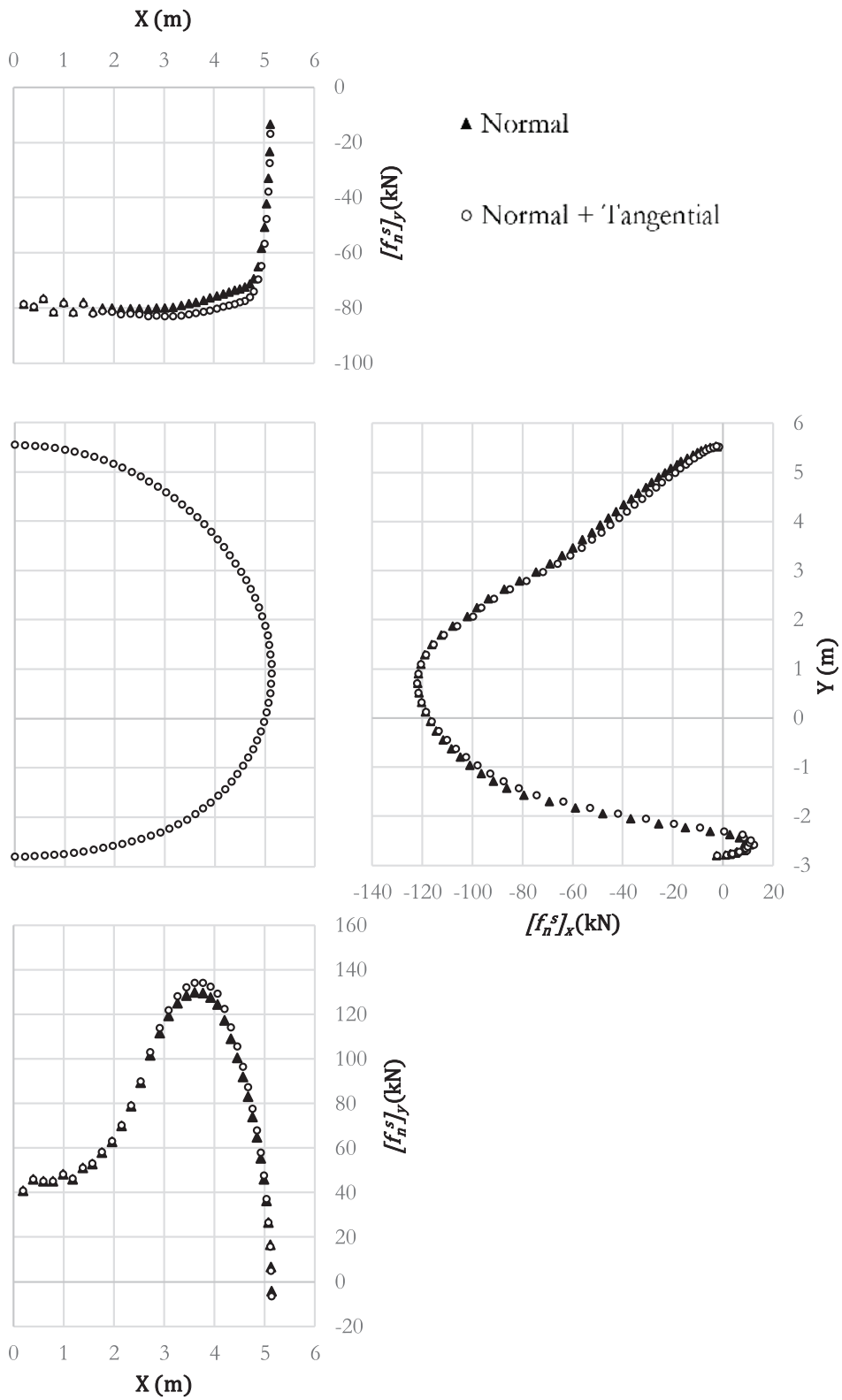


Figure 7
Case A – “Ideal” compatibilization nodal force ground components $[f_n^s]_x$ and $[f_n^s]_y$

4.5 Case B – multiple stage construction

This case was aimed at exploring a commonly applied procedure for modeling NATM tunnels through hierarchy H1. For hierarchy H1 the following calculation stages were modeled:

- (E1) Stress state initialization according to K_0 ;
- (E2) Excavation of crown and TI, with 50% stress relief;
- (E3) Lining installation for crown and TI, with the remaining

- 50% stress relief;
- (E4) Excavation and lining installation for the FI, with immediate stress relief.

It should be noted that a simplification was made, modeling the advancement of excavation and lining installation for the TI simultaneously to the crown. Such hypothesis is considered reasonable for the present scope, assuming the advancements are made with small lags.

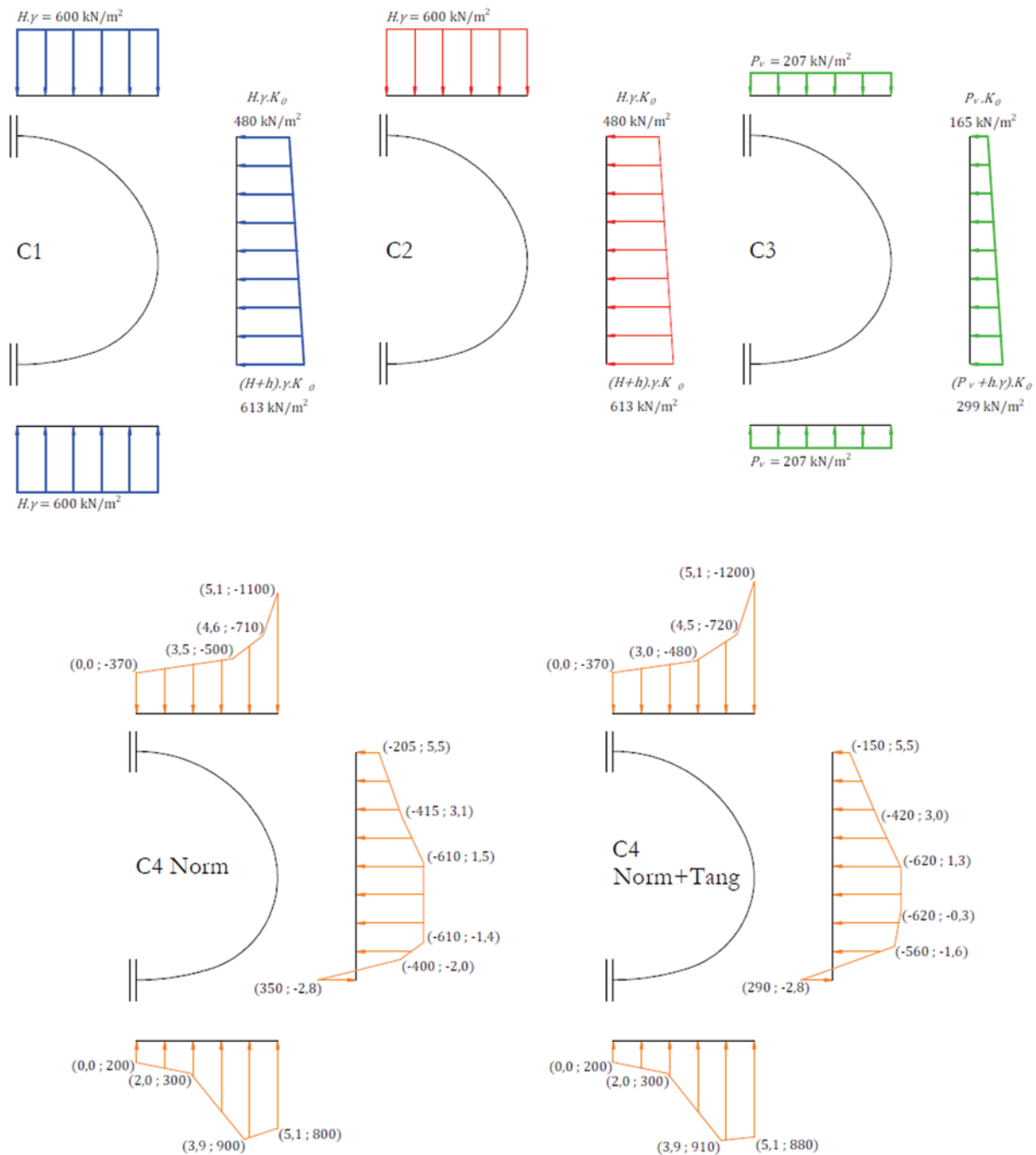


Figure 8
Case A – Hierarchy H2 – imposed loads

Figures [13] to [16] present the results computed for horizontal and vertical displacements for stages (E3) and (E4). Applying the procedure detailed in section 3.2 and using the auxiliary hierarchy H2 model the ground component f_n^s of the imposed loading that yields the "ideal" compatibilization between the hierar-

chy H1 and H2 models was computed. The procedure was applied for normal and tangential imposed links / "springs". Figure [17] presents the nodal results for the computed horizontal $[f_n^s]_x$ and vertical $[f_n^s]_y$ components in stages (E3) and (E4). For stage (E3) the nodal forces of the invert refer to the T1 and for stage (E4) to the F1.

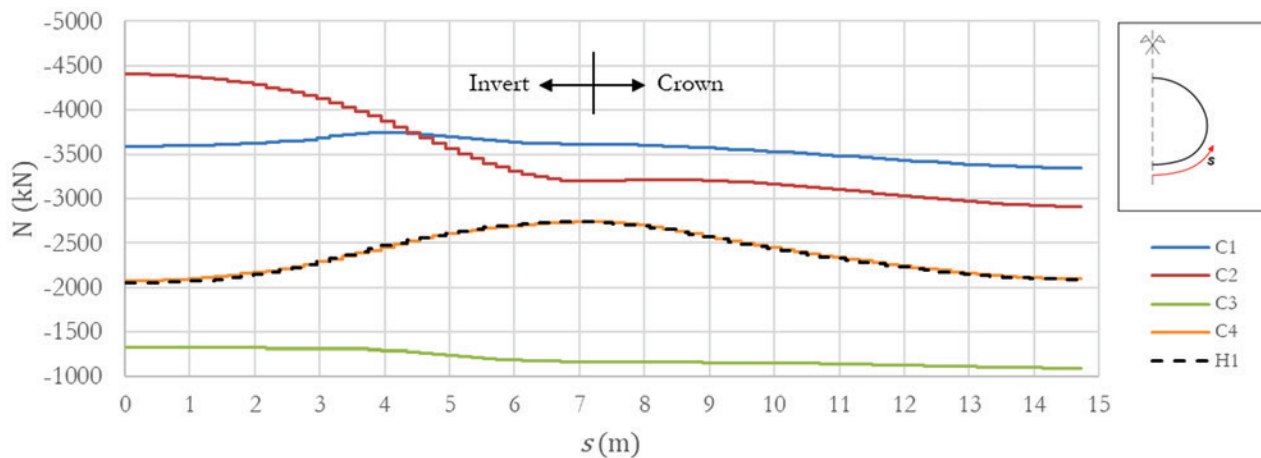


Figure 9
Case A – normal links / "springs" – axial force

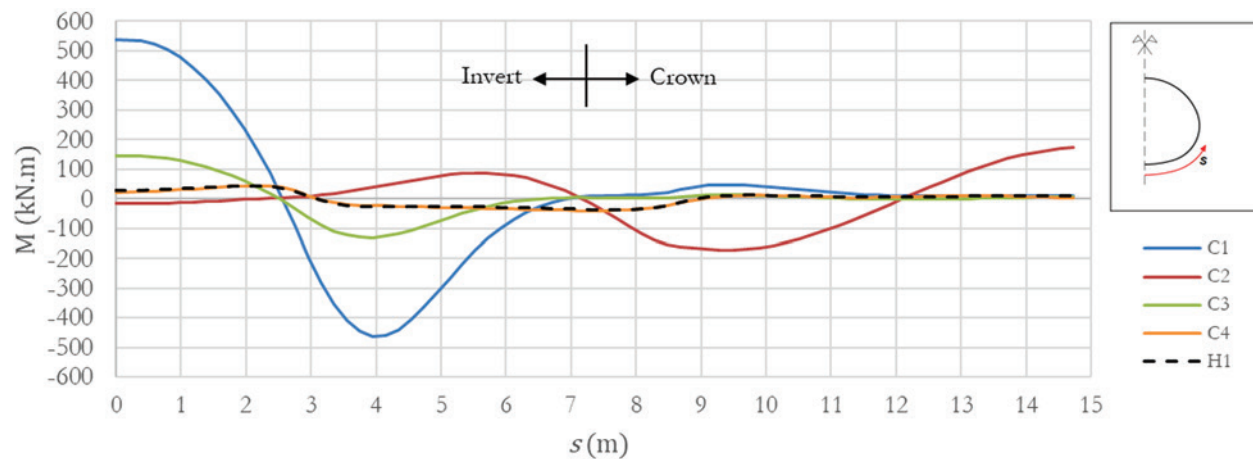


Figure 10
Case A – Normal links / "springs" – bending moment

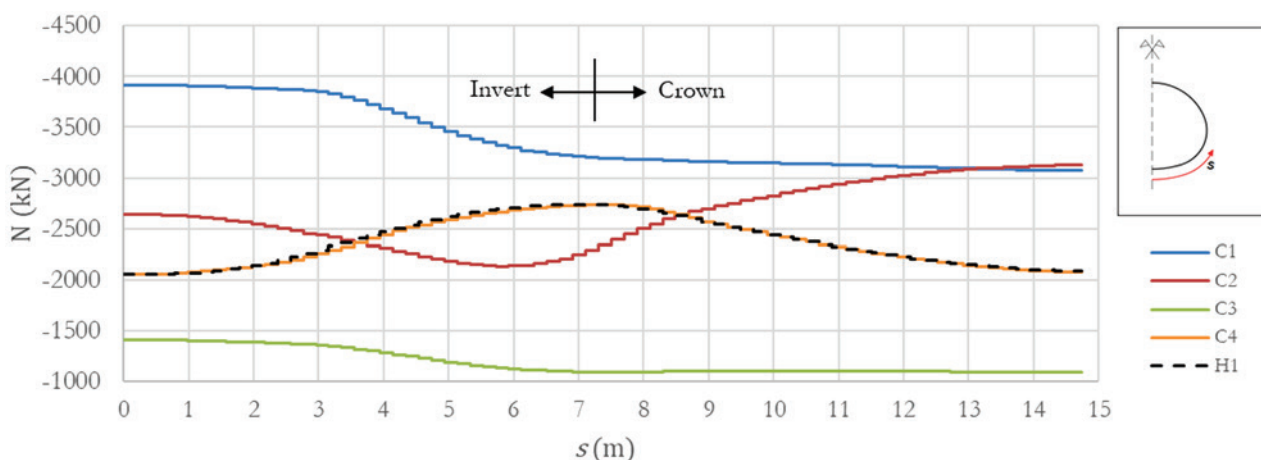


Figure 11
Case A – Normal and tangential links / "springs" – axial force

The occurrence of sharper variations may be observed in the transition from crown to invert. These occurrences may be related to the sharp tangency discontinuity in stage (E3) between crown and

TI; to the considered constructions stages, deactivating TI and activating FI; and also to yielding in the region. Such phenomena also deviate from the hypotheses applied to link/"spring" behavior estimation

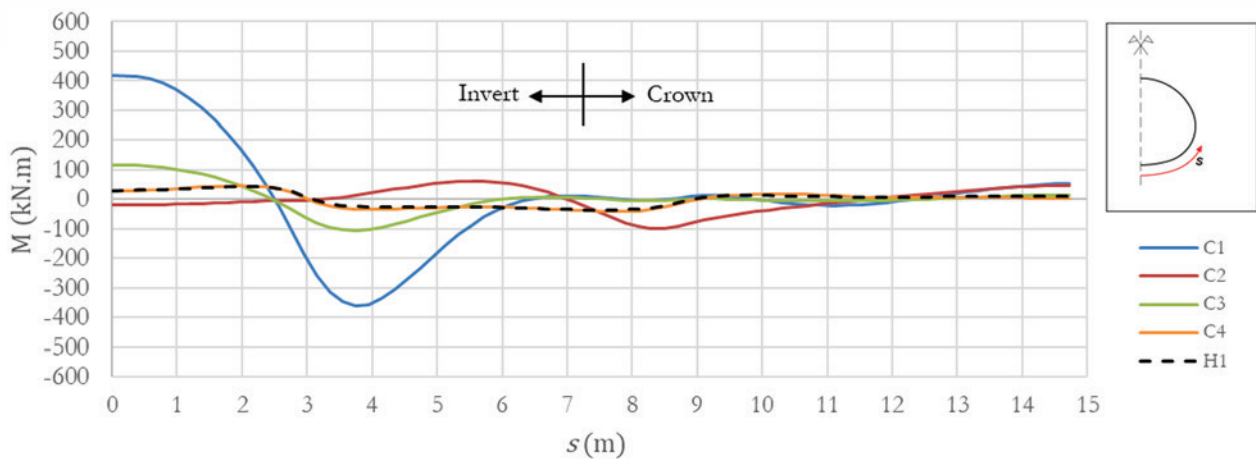


Figure 12
Case A – Normal and tangential links / "springs" – bending moment

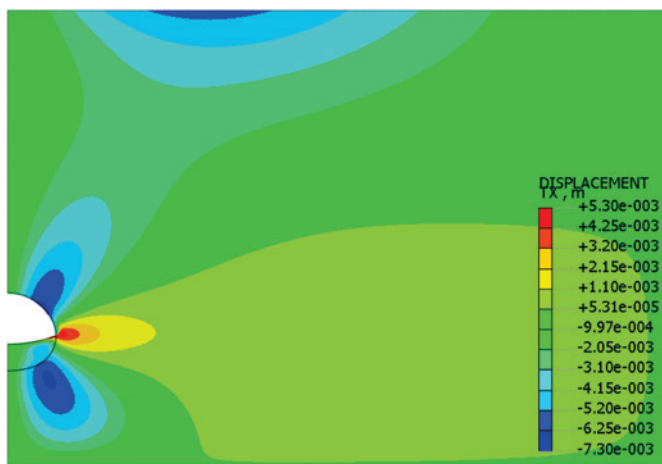


Figure 13
Case B – Hierarchy H1 – Stage (E3) – horizontal displacements

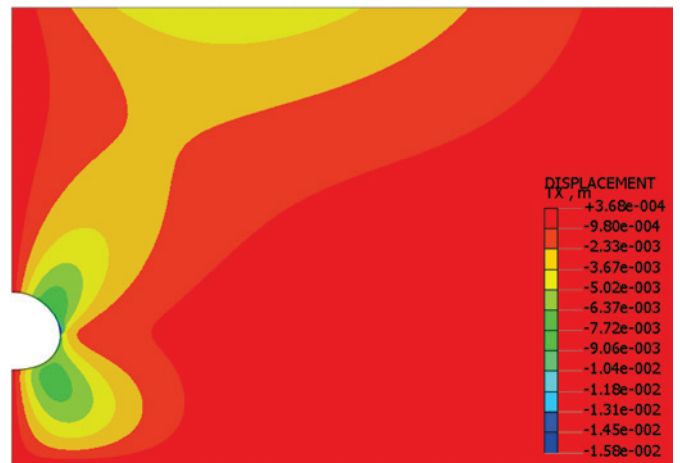


Figure 15
Case B – Hierarchy H1 – Stage (E4) – horizontal displacements

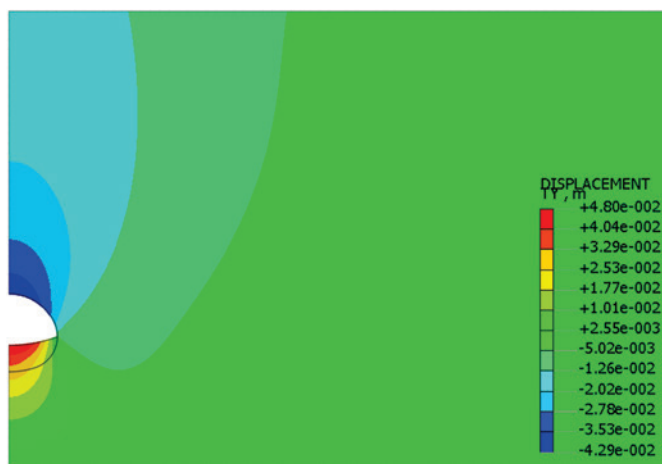


Figure 14
Case B – Hierarchy H1 – Stage (E3) – vertical displacements

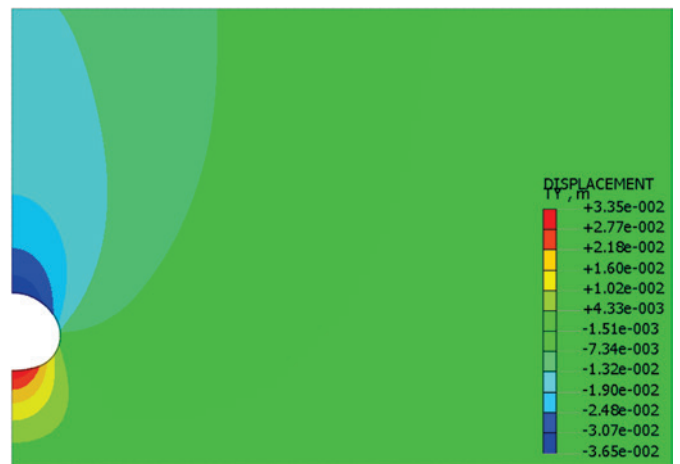


Figure 16
Case B – Hierarchy H1 – Stage (E4) – vertical displacements

in hierarchy H2, hindering an intuitive compatibilization. For example, vertical positive loads are verified in the crown, and negative vertical loads are verified in the invert, intuitively corresponding to reaction, not loading.

It may also be noted that loads in part of the T1 are low for stage (E3), indicating that during the partial stress relief in stage (E2) a major fraction of the stresses in the region were significantly reduced.

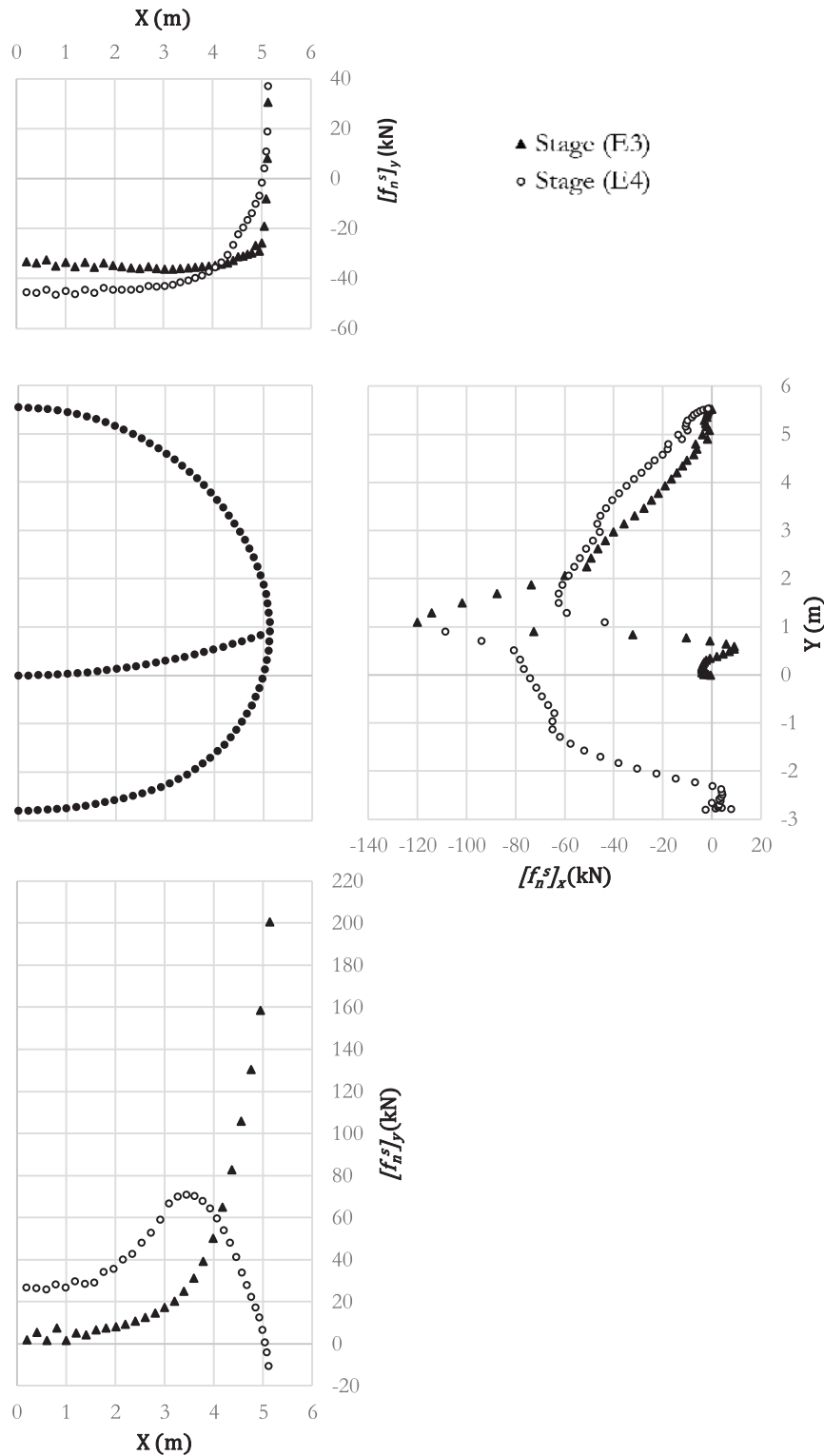


Figure 17
Case B – “Ideal” compatibilization nodal force ground components $[f_n^s]_x$ and $[f_n^s]_y$

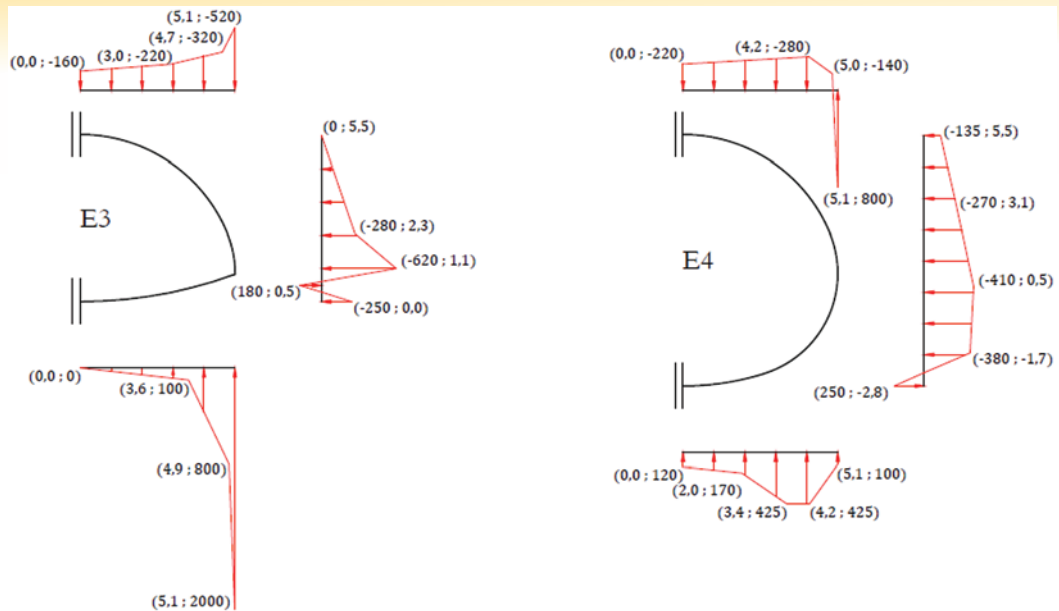


Figure 18
Case B – Hierarchy H2 – imposed loads

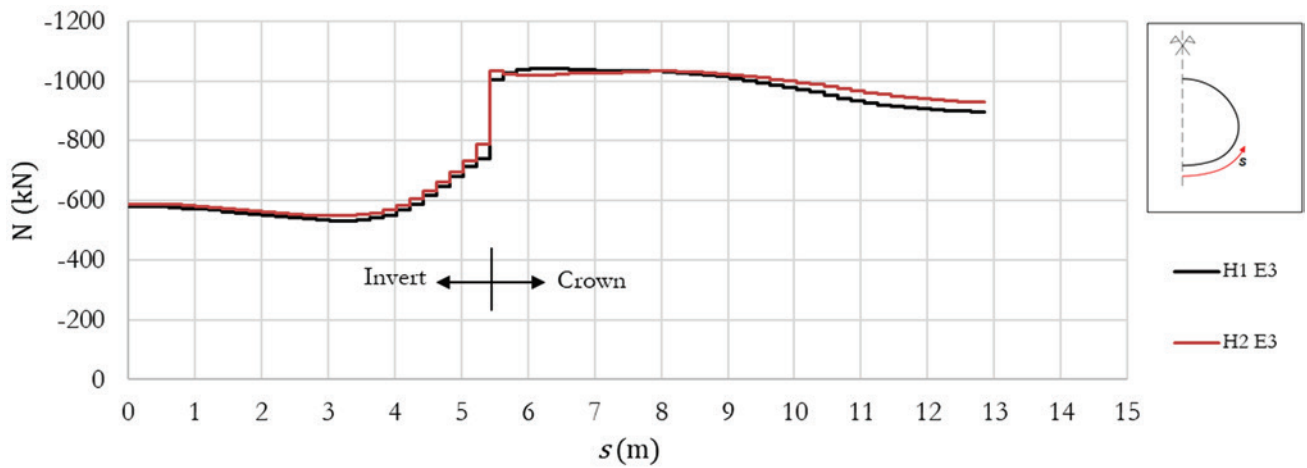


Figure 19
Case B – Stage (E3) – axial force

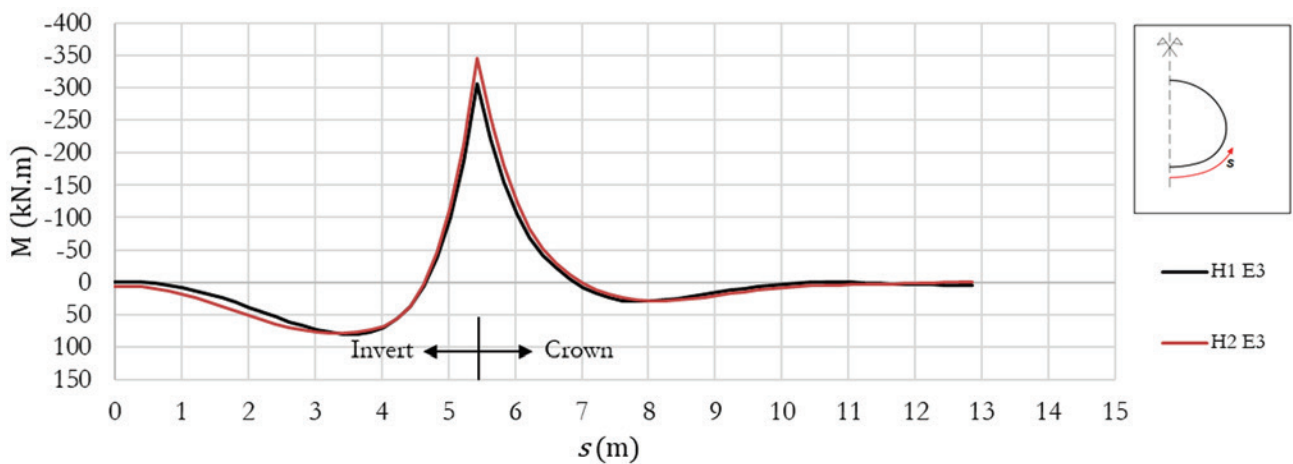


Figure 20
Case B – Stage (E3) – bending moment

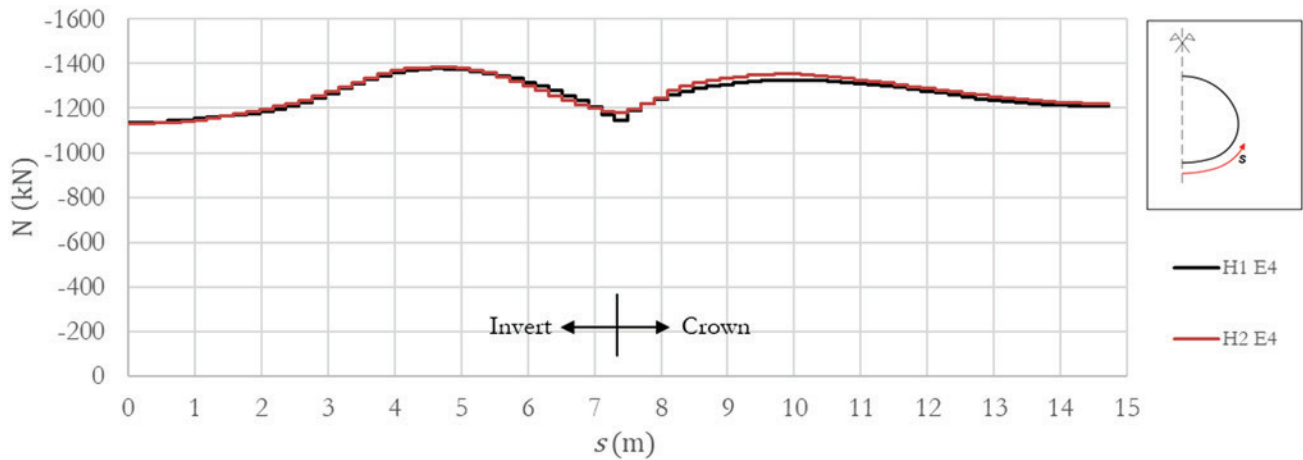


Figure 21
Case B – Stage (E4) – axial force

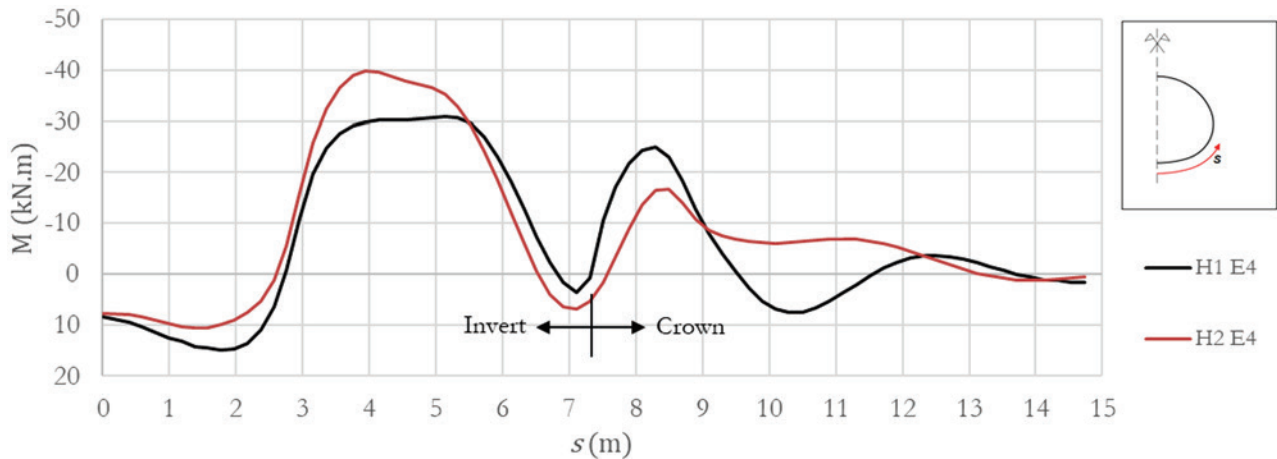


Figure 22
Case B – Stage (E4) – bending moment

In line with what was performed for loading (C4) in Case A, a simplified load was adjusted according to the nodal component f_n^s of the “ideal” compatibilization nodal forces obtained with the aid of an hierarchy H2* model, from figure [17]. Figure [18] illustrates the adjusted loads, which were applied to a hierarchy H2 model with both normal and tangential links / “springs”.

Figures [19] to [22] illustrate the results for axial force and bending moment acting in the lining along the developed length s of the modeled symmetrical part, starting from the base of the invert (temporary for stage (E3) and final for stage (E4)) (see figure detail).

It may be observed that, despite a higher complexity in the “ideal” compatibilization nodal force pattern illustrated in figure [17], it is possible to obtain reasonable adherence in the beam loads, especially axial force, maintaining a relatively simple load pattern. The bending moments for stage (E4) showed lower compatibility, illustrating that as the sophistication of the hierarchy H1 model increases, the “ideal” compatibilization may be hindered, due phenomena less adherent to the hypotheses and

limitations of hierarchy H2. The relatively low bending moments must be highlighted, however. The imposed load could be further simplified, at the tradeoff of lower adherence, especially for bending moments.

5. Conclusions and future work

This work comparatively analyzed hierarchical models for the analysis and design of tunnels. A simple procedure was proposed to directly compute an “ideal” compatibilization load between hierarchies through nodal force components, applying the finite elements method. Said nodal loading may be utilized to estimate distributed loads for reasonable hierarchy compatibilization.

The procedure was applied in simple and particular case examples to evaluate its potential, in comparison to other load estimations usual to the bibliography and design practice. For those examples the possibility of reasonable compatibilization between hierarchies with relatively simple adjusted loads was verified. The proposed

loads could be further simplified, with the tradeoff of less adherent beam loads, especially the bending moments.

However, the simplicity and specificity of the evaluated cases must be highlighted. Indeed, the compatibilization loads were directly estimated from the higher order hierarchy results, without rules of general nature for cases where the results for the continuous ground model are not known beforehand. For the discussed procedures to have its potential effectively explored, a higher number of examples should be evaluated in future work, with higher sophistication for the continuum ground models.

6. References

- [1] International Tunneling Association - ITA. Guidelines for the Design of Tunnels. *Tunnelling and underground space technology*, v.3, n.3, 1988; p. 237-249.
- [2] BUCALEM, M.L.; BATHE, K.J. The mechanics of solids and structures - hierarchical modeling and the finite element solution. Berlin: Springer Science & Business Media, 1ed, 2011, 596 p.
- [3] PRADO, F. S.; WAIMBERG, M.. A modelagem numérica da interação solo-estrutura. *Concreto & Construções*, ed. 84, 2016; p. 83-88.
- [4] DUDDECK, H.; ERDMANN, J. Structural design models for tunnels. *In: Tunnelling 82, 3rd, Brighton, 1982, Proceedings*, London, 1982; p.83-91.
- [5] DER POEL, J.T. Van; HERGARDEN, H.J.A.M.; DEKKER, H. R. E. Soil loads acting on shield tunnels: Comparison between bedded beam model and finite element calculations. *In: Tunneling. A Decade of Progress – Geodelft 1995-2005*. London: Taylor & Francis, 1ed, 2006; p. 195-200.
- [6] VU, M.N.; BROERE, W.; BOSCH, J.W. Structural Analysis for Shallow Tunnels in Soft Soils. *International Journal of Geomechanics*, v.17, n.8, 2017; p. 1-10.
- [7] MASHIMO, H.; ISHIMURA, T. Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel. *Tunnelling and underground space technology*, v.18, n.2, 2003; p.233-241.
- [8] MARTINEK, K.; WINTER, V.K.. Tunnelbau Unter Tage. Erlaeuterungen Zu Den Normen, Richtlinien Und Regeln. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH, 1ed, 1987.
- [9] ORESTE, P. P. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v.22, n.2, 2007; p. 185-205.
- [10] DO, N.A.; DIAS, D.; ORESTE, P.; DJERAN-MAIGRE, I.. The behaviour of the segmental tunnel lining studied by the hyperstatic reaction method. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, v.18, n.4, 2014; p. 489-510.
- [11] PLIZZARI, G.; TIBERTI, G. Steel fibers as reinforcement for precast tunnel segments. *Tunnelling Underground Space Technol.*, v.21, n.3, 2006; pp. 438–439.
- [12] BLOM, Cornelis Bernhard Marco. Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils. Delft: DUP Science, 1ed, 2002, 245 p.

Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures

Análise comparativa das considerações normativas para dimensionamento e detalhamento sísmico de estruturas de concreto armado

R. A. RODRIGUES^a
rrodrigues@usp.br

<https://orcid.org/0000-0002-7520-6367>

C. E. N. MAZZILLI^a
cenmazzi@usp.br

<https://orcid.org/0000-0003-0766-2317>

T. N. BITTENCOURT^a
tbitten@usp.br

<https://orcid.org/0000-0001-6523-2687>

Abstract

The main objective of this work is to carry out a comparative analysis between the methods and provisions of the Brazilian code ABNT NBR 15421:2006 and those of the ASCE/SEI 7 and the Eurocode 8, on the seismic design of structures. The similarities and differences between these standards, as far as the application of the Equivalent Lateral Forces method (ELFM) and the Response Spectrum method (RSM) are concerned, will be addressed. The responses will be evaluated for a case study that will be modelled by the SCIA Engineer 17 software. This paper also presents some comments on the detailing of reinforced concrete structures to ensure a good performance under seismic loading, allowing for a more favourable interpretation of the seismic analysis results.

Keywords: seismic analysis, response spectrum, ABNT NBR 15421:2006, Eurocode 8, ASCE/SEI 7.

Resumo

O objetivo principal deste trabalho é fazer uma análise comparativa entre os métodos e considerações da norma brasileira ABNT NBR 15421:2006 e as provisões do ASCE/SEI 7 e do Eurocódigo 8, quanto ao dimensionamento sísmico de estruturas. São verificadas as similaridades e as diferenças entre as instruções normativas, quanto à aplicação do Método das Forças Equivalentes (MFE) e do Espectro de Resposta (MER). Os resultados serão avaliados por meio de um estudo de caso que será processado com auxílio do programa computacional SCIA Engineer 17. O artigo também apresenta alguns comentários sobre o detalhamento de estruturas de concreto armado que visam a garantir um bom desempenho sísmico, possibilitando uma interpretação mais favorável dos resultados sísmicos analisados.

Palavras-chave: análise sísmica, espectro de resposta, ABNT NBR 15421:2006, Eurocódigo 8, ASCE/SEI 7.

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

1. Introduction

South America is a region with very heterogeneous degrees of seismicity. The eastern border is inserted in an internal tectonic plate, which guarantees greater stability and consequent reduction in the influence of the seismic activities. On the other hand, the western border has a large seismic activity, for it is located on two plate boundaries. This formation, to a certain extent, justifies the fact that the countries located in the western region of South America have already had norms for seismic design for some decades, while in Brazil, the approval of the ABNT NBR 15421: 2006 [1], that defines the procedures for designing buildings in seismic regions, happened only in 2006.

As it can be seen from Figure 1, the influence of seismic events in Brazil, North America and Europe are considerably different, a fact that is very evident in the assumptions of the seismic standards of each of those regions. Nevertheless, there are many similar considerations that will be explored ahead.

The Brazilian standard presents a mapping of seismic accelerations in the country quite compatible with the study presented in Figure 1, which leads to the understanding that the risk of dramatic seismic damages in Brazil is almost zero. However, more recent studies developed by the University of São Paulo, available at <http://jornal.usp.br/tv-usp/usp-atualiza-mapa-de-risco-de-tremores-de-terra-no-brasil/>, warn for the need to update this mapping. The NBR exempts seismic analysis for areas with design seismic accelerations of less than 0.025 g and requires a fairly simple verification for accelerations between 0.025 g and 0.050 g, while the Eurocode 8 [2] allows for no verification for design accelerations smaller than 0.050g. The American ASCE / SEI 7 [3] standard, unlike the others, uses a response spectrum mapping of accelerations and importance categories to define risk categories for structures, which are defined from "A" to "F", and then exempts seismic analysis for the first defined category (A).

Section 2 presents in general terms the objectives and criteria adopted by the three standards. Considering the great difference in the occurrence and magnitude of the seismic events in Brazil, Europe and the United States, it should be expected that in the international standards there would have, as indeed they have, a considerably greater amount of information, limitations and instructions for the considerations to be made. In this article, the assumptions of the three standards will be presented, so that they can be compared.

Section 3 shows a comparative study between the parameters adopted by ABNT NBR 15421: 2006 [1], ASCE / SEI [3] and Eurocode 8 [2] for the EFM. Similar to section 3, section 4 presents a comparative study between the parameters adopted by the three standards for the RSM.

Then, in section 5, a case study is analyzed by both, the EFM and the RSM, resorting to SCIA Engineer 17 software [4] and using the parameters of each of the three standards. Two situations are considered, one based on rocky terrain and the other on less rigid ground, which allows to illustrate and identify the differences between the results obtained by each method, as well as the variations between the provisions of each standard.

In section 6 some comments are presented regarding the structural detailing that aim at guaranteeing a better seismic performance for the reinforced concrete structures, allowing them to fit into a more favorable design hypothesis.

2. General concept

The objective of ABNT NBR 15421: 2006 [1], ASCE / SEI [3] and EUROCODE 8 [2] is complementary to other reference standards, with regard to the safety requirements of structures in civil construction, when subjected to seismic actions, aiming at preserving human life, reducing the expected damages and guaranteeing that critical buildings remain operational during and after a seismic event. However, NBR only covers the usual structures, built in a conventional way,

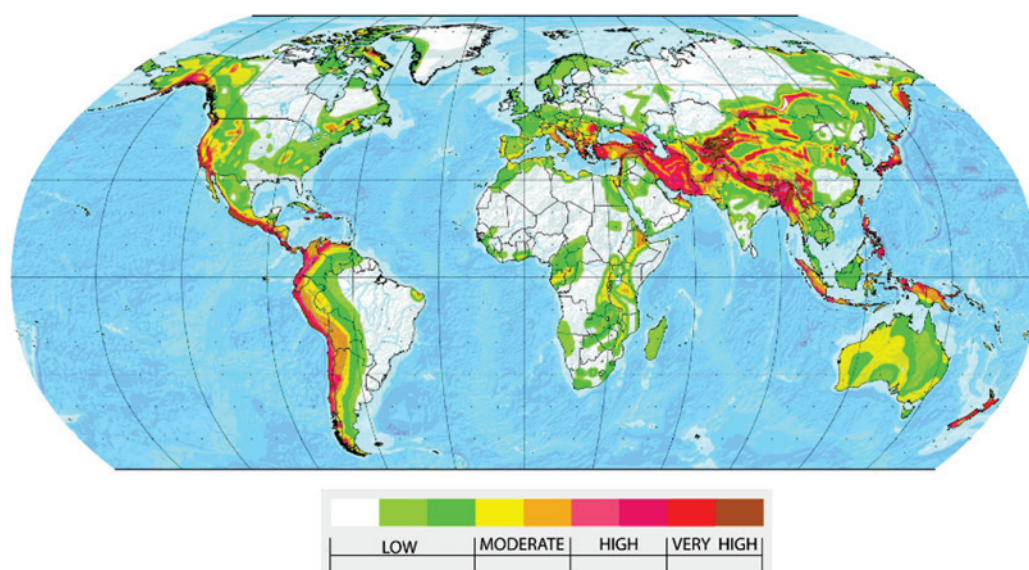


Figure 1

Characteristic horizontal seismic acceleration mapping in the world

Table 1
Importance coefficient

NBR	Category		Nature of occupation	I (NBR)	I (ASCE)	I (EUROCODE)
	ASCE	EUROCODE				
-	I	I	Minor importance building (Agricultural)	-	1	0.65
I	II	II	Common buildings	1	1	1
II	III	III	Relevant buildings (schools, etc.)	1.25	1.25	1.45
III	IV	IV	Essential buildings (hospitals, headquarters, etc.)	1.5	1.5	1.95

while EUROCODE and ASCE make provisions that are valid for a broader class of constructions, with specific provisions for bridges, viaducts, silos, chimneys, etc. Yet, none of these standards covers the special structures of nuclear power plants, offshore structures and large dams. In this article, the concepts related to reinforced concrete buildings will be primarily addressed.

Regarding the probabilistic considerations of seismic loads, the Brazilian and European standards consider a return period of 475 years (equivalent to a 10% probability of the project earthquake being exceeded in 50 years) for the ultimate limit state and excessive displacements. Additionally, the European standard requires a further analysis regarding damage control, adopting, in this case, a return period of 95 years. The US standard refers to an application, found at <http://earthquake.usgs.gov/designmaps> [6], where the seismic parameters for calibrating the spectrum are available, which in turn adopts a return period of 2475 years, based on a 2% probability of exceeding the project earthquake in 50 years.

The three standards work with the so-called importance coefficient in order to classify the risk and potential damage of the analyzed structures. The importance categories adopted are very similar, however, EUROCODE admits two different sets of coefficients, due to the existence of more than one type of seismic origin in the European region. In this study, it will be considered the set of parameters adopted for what, in EUROCODE 8 [2], is named as "Type 1", because this is the one with the set of parameters that most resembles those considered in the other standards. Table 1 presents the comparison between the aforementioned importance coefficients.

It is not plausible to consider that the structures perform in the elastic regime during a seismic event, therefore, the standards con-

sider response-modification coefficients (reduction of efforts and increase of displacements), which takes into account the nonlinear regime of each structural system. Table 2 shows the coefficients adopted for some of the main conventional structural systems. The coefficients α_u/α_1 are defined in item 6.3.1 of EUROCODE 8 [2], depending on the specific type of the analyzed structure (number of floors, number of frames in plan, bracing, etc.), while the superior limit value of the coefficient is given according to item 6.3.2. It is worth mentioning that international standards indicate a much larger number of structural systems, with a much more detailed description, allowing to select the modification coefficients in a much more precise manner.

Once the seismic forces have been determined, the combination suggested in the standards, which considers simultaneously the dynamic and static actions, can be implemented in order to obtain the structural design forces.

The design methodology of the standards addressed in this article is the so-called Force-Based Design (FBD). Although the trend of some contemporary proposals for designing earthquake resistant structures is to use different methodologies—such as the Performance-Based Design (PBD), which establishes target-displacements defined by a pre-established performance level, these standards have not yet incorporated them with due autonomy. This is, in fact, typical of technical standards in Engineering: between the proposals for the state-of-the-art improvement and its effective incorporation into the text of the standards, there is a great temporal lapse due to the necessary and gradual cultural change that must take place not only in the technical environment, as well as in the productive sector. By the way, as explained by Carvalho in

Table 2
Response-modification factor

Structural systems (frames)	NBR / ASCE		EUROCODE
	Modification factor (R)	Displacement amplification (C_d)	Modification factor and displacement amplification (α)
Concrete frame – usual	3	2.5	3.0 α_u/α_1
Concrete frame – special	8	5.5	4.5 α_u/α_1
Moment-resistant steel frame – usual	3.5	3	3.0 α_u/α_1
Moment-resistant steel frame – special	8	5.5	4.5 α_u/α_1
Braced steel frame – usual	3.25	3.25	3.0 α_u/α_1
Braced steel frame – special	6	5	4.5 α_u/α_1

Table 3
Ground classification

Ground class	V_s (NBR / ASCE)	NSPT (NBR / ASCE)	V_s (EUROCODE)	NSPT (EUROCODE)
	m/s	number	m/s	number
A	$V_s > 1500$	-	$V_s > 800$	-
B	$1500 > V_s > 760$	-	$800 > V_s > 360$	$N > 50$
C	$760 > V_s > 370$	$N > 50$	$360 > V_s > 180$	$50 > N > 15$
D	$370 > V_s > 180$	$50 > N > 15$	$V_s < 180$	$N < 15$
E	$V_s < 180$	$N < 15$		
F (S1 E S2)	Specific evaluation		Specific evaluation	

[2], with reference to EUROCODE 8, "... the use of force-based design is well established and, as mentioned above, is adopted in EN 1998-1 as the reference method, because most of other actions with which structural designers have to cope are forces imposed to the structures. Hence within the overall design process the use of a force-based approach, even for seismic actions, is very practical and attractive. Furthermore, analytical methods for a displacement-based approach in seismic design are not fully developed and not familiar to the ordinary designer". Only in an alternative way, EUROCODE 8 opens the possibility of a non-linear analysis (pushover) according to the "displacement-approach". In addition, although the PBD is mentioned in item 1.3.1.3 of the American Standard ASCE / SEI 7 (2016), the text itself requires that the results obtained be backed up by analyzes made by the force-based approach. Therefore, PBD will not be addressed in this study.

According to Arai [5], the three norms mention the basic principles of an earthquake-resistant project, in which one must seek structural simplicity, uniformity, plant and elevation regularity, bi-directional stiffness, torsional stiffness, diaphragm behavior on various floors and proper foundation.

The Brazilian standard ABNT NBR 15421: 2006 [1] cites five types of geometric irregularities, which are classified as three in the horizontal plane: 1) torsional, 2) discontinuity in force trajectory in the horizontal plane and 3) elements that support the horizontal plane (columns and walls) not parallel to the vertical axis of the structural system; and two vertical geometric irregularities: (4) discontinuity in the vertical stress path; and (5) characterization of a "weak pavement", which has a lateral resistance of less than 65% of the immediately-higher-pavement strength. Generally, the Brazilian standard requires the use of a spatial model when there are irregularities in the plane. For structures with vertical irregularities, the NBR calls for the application of a coefficient called "over-resistance", which acts by increasing the seismic forces on the structure, ensuring that its design generates a structure with a higher resistance. The American ASCE / SEI 7 [3] explores in much more detail possible geometric irregularities in the structures, carefully defining the situations and conditions in which the "over-resistance" coefficients must be applied, among other limitations. Similarly, EUROCODE deals with irregularities in the plan requiring the use of a spatial model and vertical irregularities by reducing the response modification coefficient, which is conceptually equivalent to the use of the over-resistance coefficient adopted in NBR and ASCE.

Regarding the methods of analysis, the use of RSM or a time-domain analysis for any structural system is allowed in ASCE / SEI

7 [3]. EFM is allowed for all structures in categories B and C and for categories D, E and F when they are:

- i. Risk category I or II, up to two floors;
- ii. Light frame constructions;
- iii. Structures with no geometric irregularities, with fundamental period $< 3.5 T_s$ (where T_s is defined by equation (10));
- iv. Structures up to 50m high, with limitations in geometric irregularities.

It is worth noting that the NBR defines the main method as the EFM, while the EUROCODE defines the RSM as the base method. In addition, EUROCODE advises against the use of EFM when there are vertical irregularities, a consideration that is not made in the NBR.

As for the land classes definitions, the three standards take into account the propagation velocity of the secondary waves (V_s) and the number of blows in the SPT test. EUROCODE gives a much more detailed description of the type of soil formation for each class, however the parameters used in the classification are quite similar. Although the land classes defined in the NBR and the ASCE are identical, the American standard requires the submission of a detailed geotechnical report for categories C, D, E or F, including foundation recommendations to mitigate the risk analysis. Table 3 presents the comparison of the terrain classification.

In EUROCODE 8 [2], as well as in ASCE 7 [3], the elastic spectrum for horizontal earthquake is defined from three control periods and three stages: constant acceleration, constant velocity and constant displacement. Similar to the provisions of ABNT NBR 15421: 2006 [1], the other standards allow a nominal structural damping rate of 5%; however, EUROCODE considers a parameter that allows adjusting the spectrum for situations with different damping rates, other than 5%. It should be noted that the structural damping ratio adopted in a seismic analysis is higher than the 2% value usually used for dynamic analysis of reinforced concrete structures in the elastic regime, since, in a seismic situation, the structures are considered to perform in the elastoplastic regime, and as so, the equivalent structural damping must take into account dissipative inelastic effects. This is done, in a practical way, with an increase in the damping ratio. The NBR basically adopts the same assumptions of the old American UBC standard [7]. Thus, the constant displacement stage is not characterized.

Figure 2 illustrates the spectrum of the analyzed standards, as a function of the parameters that defines them. The parameters for each standard are explained in detail ahead, with the expressions that define the graph curves.

The following expressions define the design spectrum in ABNT NBR 15421: 2006 [1]:

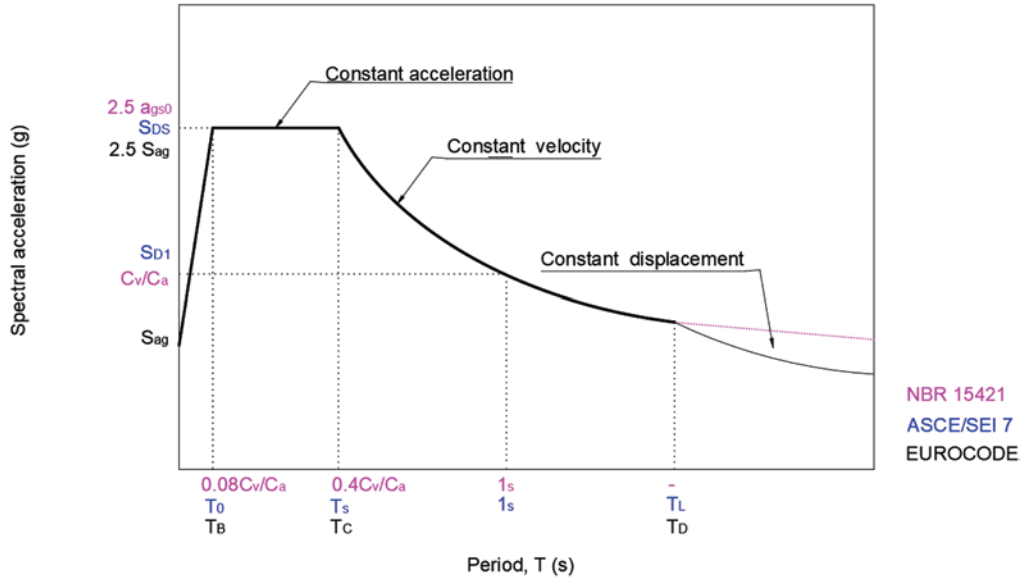


Figure 2
Elastic response spectrum, adapted from Eurocode 8 [2]

$$\text{for } 0 \leq T \leq 0.08 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = a_{gs0} \times \left(18.75 \times T \times \frac{C_v}{C_a} + 1.0 \right) \quad (1)$$

$$\text{for } 0.08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0.4 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = a_{gs0} \times 2.5 \quad (2)$$

$$\text{for } T \geq 0.4 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (3)$$

where:

$$a_{gs0} = C_a \times a_g$$

$$a_{gs1} = C_v \times a_g$$

The parameters a_{gs0} and a_{gs1} are the spectral accelerations for a period of zero and one seconds, respectively, obtained as a function of the design characteristic acceleration a_g . The parameters C_a and C_v (amplification factors in soil for the respective periods of zero and one seconds) are defined in Table 3 of ABNT NBR 15421: 2006 [1], according to the land class and the characteristic acceleration defined by the seismic zone where the structure is located. The natural period "T" is the period of each mode of vibration of the analyzed structure, in seconds.

ASCE / SEI 7 [3] defines the maximum considered earthquake (MCE) - through the parameters:

$$\begin{aligned} S_{ms} &= F_a \times S_s \\ S_{m1} &= F_v \times S_1 \end{aligned} \quad (4)$$

where:

F_a and F_v are the weighting coefficients in soil, defined in Tables 11.4-1 and 11.4-2 of ASCE/SEI 7 [3], which are presented in Table 5; S_s and S_1 are the spectral acceleration response parameters for the periods of 0.2 and one seconds, respectively, which after being adjusted by the weighting coefficients in the soil, give rise to the parameters S_{ms} and S_{m1} . The S_s and S_1 parameters are provided by the detailed maps, which can be found at <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>.

For the characterization of the design spectrum, the parameters S_{DS} and S_{D1} are defined, respectively, by $\frac{2}{3} \times S_{ms}$ and $\frac{2}{3} \times S_{m1}$, presented in the equation (4).

The following expressions define the design spectrum in ASCE:

$$\text{for } T < T_0 \quad S_a(T) = S_{DS} (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}) \quad (5)$$

$$\text{for } T_0 \leq T \leq T_S \quad S_a(T) = S_{DS} \quad (6)$$

$$\text{for } T_S \leq T \leq T_L \quad S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (7)$$

$$\text{for } T \geq T_L \quad S_a(T) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (8)$$

where:

S_a is the spectral acceleration for each defined period T (in s).

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (9)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (10)$$

T_L = transition period shown in figures 22-12 to 22-16 of ASCE/SEI 7 [3].

Considering that Europe is a region with more than one seismic origin, EUROCODE defines two typical design spectra, according to Arai [5]: Type 1 for regions of magnitudes greater than 5.5 and Type 2 for regions smaller than 5.5.

The spectrum is then defined by the following expressions:

$$\text{for } 0 \leq T \leq T_B \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (11)$$

$$\text{for } T_B \leq T \leq T_C \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (12)$$

$$\text{for } T_C \leq T \leq T_D \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \frac{T_C}{T} \geq 0.2 a_g \quad (13)$$

$$\text{for } T \geq T_D \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \geq 0.2 a_g \quad (14)$$

in which:

$S_{a,d}$ is the ordinate referring to the adopted design acceleration spectrum;

S, T_B, T_C and T_D are defined in Tables 3.2 and 3.3 of Eurocode 8 [2] and presented at Table 4;

a_g is the surface design acceleration, derived from the characteristic acceleration $a_{g,r}$, defined by the seismic zone available in each country's National Annex.

The NBR and the ASCE assume that the responses obtained by the response spectrum should be adjusted by the response-modification factors shown in Table 2. The Eurocode takes into account the response-modification factor (q) already embedded in the expressions (11) to (14). Therefore, the spectrum already provides the compatibilized results.

3. Equivalent lateral forces method

ABNT NBR 15421: 2006 [1] adopts the Equivalent Lateral Forces Method (EFM) as the main analysis procedure and allows its use for all structures to which the standard refers. EUROCODE 8 [2], however, limits its use to structures that are uniform in elevation and have fundamental periods of less than $4 \times T_c$ or $2s$.

The Brazilian standard defines EFM by the following expressions, based on the parameters of the response spectrum and the impor-

tance and response-modification coefficients, defined in section 2 (valid for each direction analyzed):

horizontal force at the base:

$$H = C_s \times W \tag{15}$$

C_s is the coefficient of seismic response, given by:

$$C_s = \frac{2.5 \times \frac{a_{gs0}}{g}}{\frac{R}{T}} \text{ limited to } 0.01 < C_s < \frac{2.5 \times \frac{a_{gs1}}{g}}{T \times \frac{R}{T}} \tag{16}$$

The parameters used are those defined in section 2, where W is the total weight of the structure and T is the fundamental vibration period of the structure in seconds, relative to the first mode of vibration in the direction analyzed, or by the simplification that follows:

$$T = C_t \times h^z \tag{17}$$

where h is the height of the structure in meters above the base, with the parameters " C_t " and " z " defined at Table 5.

The total horizontal force at the base (H) is distributed vertically, between the various elevations " x " of the structure, according to the expression below:

$$F_x = C_{vx} \times H \tag{18}$$

Table 4
Design spectrum parameters

Ground class (V_s)	ASCE/SEI 7										
	Parameter F_a					Parameter F_v					
	S_s					S_1					
	0.25	0.5	0.75	1	> 1.25	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	> 0.6
$V_s > 1500$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
$V_s > 800$	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
$V_s > 370$	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
$V_s > 180$	1.6	1.4	1.2	1.1	1	2.4	2.2	2	1.9	1.8	1.7
$V_s < 180$	2.4	1.7	1.3	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	4.2	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8

Ground class (V_s)	NBR				EUROCODE							
	C_a		C_v		Type 1				Type 2			
	< 0.1	0.15	< 0.1	0.15	S	T_B	T_C	T_D	S	T_B	T_C	T_D
$V_s > 1500$	0.8	0.8	0.8	0.8	-	-	-	-	-	-	-	-
$V_s > 800$	1	1	1	1	1	0.15	0.4	2	1	0.05	0.25	1.2
$V_s > 370$	1.2	1.2	1.7	1.7	1.2	0.15	0.5	2	1.35	0.05	0.25	1.2
$V_s > 180$	1.6	1.5	2.4	2.2	1.15	0.2	0.6	2	1.5	0.1	0.25	1.2
$V_s < 180$	2.5	1.1	3.5	3.4	1.35	0.2	0.8	2	1.8	0.1	0.3	1.2

Table 5
Coefficients " C_t " and " z "

Structure type	NBR / ASCE		EUROCODE	
	C_t	z	C_t	z
Moment resistant steel frame	0.0724	0.8	0.085	0.75
Concrete frame	0.0466	0.9	0.075	0.75
Braced steel frame	0.0731	0.75	0.075	0.75
Other structures	0.0488	0.75	0.05	0.75

where the coefficient C_{vx} considers the weight and height “x” in relation to the base, for the floor to be loaded.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (19)$$

where W_x is the effective weight corresponding to the floor of the analyzed “x” elevation, h_x is the distance from the floor in elevation “x” relative to the base; W_i and h_i are analogous to W_x and h_x , yet for elevation “i”; and k is a coefficient relative to the natural period T (in s):
 $k = 1$ for $T < 0.5s$;
 $k = (T + 1.5)/2$ for $0.5s < T < 2.5s$;
 $k = 2$ for $T > 2.5s$.

The displacements obtained must be multiplied by the ratio $\frac{C_d}{I}$, in which C_d is given in Table 2 and the coefficient I in Table 1.

The formulation for EFM presented by ASCE / SEI 7 [3] is essentially the same as the one presented in the NBR, with the following particularities:

1. The seismic response coefficient C_s , defined as a function of the parameters presented in section 2, is given by:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ limited to } \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ for } T < T_L, \text{ or } \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ for } T > T_L \quad (20)$$

where C_s shall not be less than:

$$\frac{0.5 \times S_1}{\frac{R}{T}} \text{ for seismic zones with } S_1 \geq 0.6g \quad (21)$$

$0.044 \times S_{DS} \times I$ for other cases

2. In addition to the simplification of the fundamental period of the structure presented by NBR, for reinforced concrete structures or moment-resistant steel frames with up to 12 floors and at least three meters between each floor, it is possible to estimate the fundamental period T(s) by:

$$T = 0.1 \times N \quad (22)$$

with N = number of floors above the base.

In any event, the assumed fundamental period shall not exceed the product of equation (17) by the coefficient C_u established in Table 12.8-1 of ASCE / SEI 7 [3].

Eurocode 8 [2] presents a slightly different formulation for the total force in the base which, presented in the notation of this article, is given by:

$$H = S_{a,d}(T) \times W \times \lambda \quad (23)$$

where T is the fundamental period of the structure in seconds; $S_{a,d}$ is the ordinate referring to the design acceleration spectrum adopted, normalized with respect to the acceleration of gravity; W is the total weight of the structure and $\lambda = 0.85$ when $T < T_c$ and the building is more than two-floors high; or $\lambda = 1.0$ in the other cases. In addition to the estimations for the fundamental period (T) defined in the NBR, Eurocode allows the use of the following expression:

$$T = 2 \times \sqrt{d} \quad (24)$$

with d being the lateral displacement at the top of the building, in meters, referring to the forces of gravity acting in the horizontal direction. For the distribution of seismic forces through the height of the structure, Eurocode considers the following formulation:

$$F_x = H \times \frac{s_x \times m_x}{\sum s_i \times m_i} \quad (25)$$

where:

m_x = floor mass at elevation “x”;

m_i = floor mass at elevation “i”.

The parameters s_x and s_i can be taken with respect to a linear distribution in relation to the height of the building, where:

s_x = floor height at elevation “x” with respect to the base;

s_i = floor height at elevation “i” with respect to the base.

Alternatively, one may adopt these parameters with respect to the displacement of the masses in the fundamental mode of vibration of the structure, where:

s_x = relative displacement of the floor at elevation “x”;

s_i = relative displacement of the floor at elevation “i”.

The displacements obtained by this method must be multiplied by the displacement amplification coefficient “q”, shown in Table 2.

Among the “advantages” of the equivalent lateral force method it is frequently cited the ease for application in projects and the low computational cost. One should, however, use this method with caution, since, as shown in section 5, it is based only on the response of the first mode of vibration of the structure; therefore, may not yield good results in cases where higher modes are excited.

4. Response spectrum method

The three analyzed standards define that the analysis by response spectrum is done by modal superposition, with a number of modes analyzed so that at least 90% of the total mass participates in the response. In addition, the standards allow for a modal combination as indicated by the Square Root of the Sum of the Squares (SRSS) method, to be performed whenever the natural frequency of one mode is at least 10% higher than the frequency of the adjacent mode.

According to the expression 3.7 of Eurocode 8 [2], for natural periods of up to 4s, the elastic response spectrum of the displacements (S_{De}) can be obtained directly from the elastic acceleration spectrum (S_e), defined in the item 3.2.2.2 of the Eurocode 8 [2], by means of the following expression:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left[\frac{T}{2\pi}\right]^2 \quad (26)$$

For the European standard, the design spectrum ($S_{a,d}$) has the coefficient “q” embedded in the equation, so the obtained stresses are taken with their nominal values, but the displacements obtained by means of $S_{a,d}$ must be multiplied by the parameter “q” to obtain the final displacements. The forces of the spectral analysis obtained by NBR and ASCE should be multiplied by $\frac{I}{R}$, where I and R are given respectively in Table 1 and Table 2. Regarding the displacements, the two standards determine that they must be multiplied by the ratio $\frac{C_d}{R}$, where C_d and R are given in Table 2.

The Brazilian standard allows RSM to reduce the shear stress in the base by up to 15% with respect to the EFM. Hence, if the base shear force obtained by the spectral analysis (H_s), is less than 85% of the base shear force obtained by EFM (H_f), all the forces obtained by the spectral analysis should be adjusted by multiplying it by the ratio $0.85H_f / H_s$. This correction is not needed for the

displacements. The American standard does not allow such reductions in relation to the EFM. Therefore, for the above case, both stresses and displacements would have to be multiplied by the coefficient H_r / H_s . Eurocode does not correct the values obtained through RSM in relation to EFM; therefore, the values obtained from the analysis can be used at once.

5. Discussions and results

For general torsion checks, the three standards specify an accidental eccentricity in relation to the center of mass of the building. This accidental eccentricity is estimated as $5\% \times L_i$, with L_i being the largest linear length in the floor plan, in the direction perpendicular to the seismic action. If an analysis is made considering two orthogonal directions, the accidental eccentricity should only be applied to the one that maximizes the effects, the simultaneous application in both directions being exempted. Thus, the torque applied to each floor is given by the floor lateral force multiplied by the corresponding accidental eccentricity.

To verify the second-order effects, the standards specify a coefficient of stability Θ given by:

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta_x}{H_x \times h_x} \quad (27)$$

where:

P_x = service vertical force acting on the floor;

Δ_x = interstory drift;

H_x = shear force acting on the pavement;

h_x = interstory distance.

The three standards state that for Θ values less than 0.1, no second order effects need to be considered. For values of Θ greater than 0.1 but less than the Θ_{max} accepted, displacements and stresses will be multiplied by the ratio $\frac{1}{1-\theta}$, Θ_{max} being defined by:

$$\text{NBR and ASCE: } \theta_{max} = \frac{0.5}{Cd} \leq 0.25;$$

Eurocode: $\theta_{max} = 0.2$.

CASE STUDY

In order to comparatively analyze the provisions of the three standards, a three-floor conventional reinforced concrete model building, similar to that used by Lima and Santos [8] was adopted. The 3D model along with the axis directions considered in the analysis are shown in Figure 3. It should be noted that in Figure 3, the elevation coordinate has been defined as "z", differently from what has been used in equations (18), (19), (25) and (27), in which it has been termed "x".

This building was subdivided into two groups of analysis, in which the first one considers a conventional reinforcement detail (DC) and the other a specific reinforcement earthquake-resistant detail (DS). The building has columns with a 50 x 40 cm² section, beams with an 80 x 30 cm² section and slabs of 11cm thickness, built with an $f_{ck} = 30$ MPa concrete.

As seismic characteristics, an acceleration zone $a_g = 0.10g$ was considered. For the application of the American standard, the city of Saint Louis, Oakville, in the United States was adopted which, according to the Unified Hazard Tool available at

<http://earthquake.usgs.gov/designmaps>, features a characteristic spectral acceleration (PGA) of 0.10g for a return period of 475 years, making this location compatible with the seismic characteristics considered for the other two standards. It is worth remembering though, that for the application of this standard's equations, the parameters for a return period of 2475 years, obtained on February 22, 2018 from the same website of the American government, had to be applied.

The analyses were computed for loadings in the parallel direction to the "x" axis, for two types of foundations, one in sand with average SPT N = 30 and another in bedrock with class of terrain "A", as presented in Table 3.

Eurocode provisions were taken for a Type 1 earthquake spectrum.

5.1 Lateral equivalent force method analysis

For the model building, the weight of each floor was approximately and uniformly determined as:

Permanent load per floor: 1740 kN;

Total permanent load: $3 \times 1740 = 5220$ kN.

With the aid of the expressions presented in this study for the three standards, the parameters for the analysis, presented in Table 6, were obtained.

For the total shear forces at the base (H) obtained in each analysis, the equivalent vertical distributions were computed. Table 7 shows the calculated distribution for DC cases. The same procedure was adopted to obtain the distribution of the DS cases.

With the equivalent lateral forces calculated, an elastic analysis model was generated with the aid of SCIA Engineer 17 [4], from which the displacements and stresses in the structural elements were obtained, which are presented in Table 9 and in Table 10.

5.2 Response spectrum analysis

For the response spectrum analysis, the same base parameters presented in the previous subsection were used to generate the acceleration spectra and, consequently, the displacement spectra.

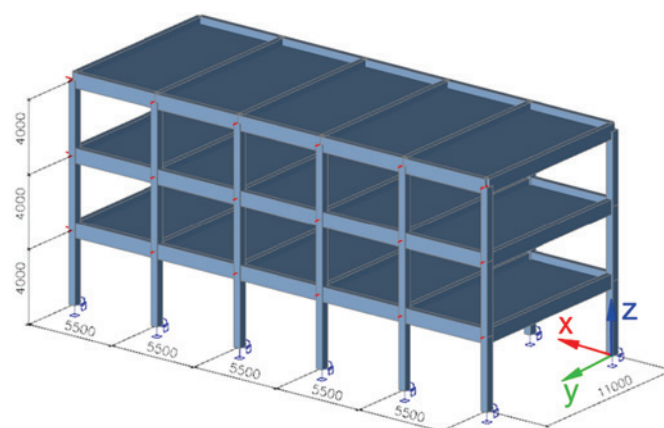


Figure 3
Reference building

Source: author

Table 6
Reference building parameters

NBR													
Soil class	R	I	T (s)	W (kN)	k	α_g	C_a	C_v	α_{gs0}	α_{gs1}	C_s	C_s max	H (kN)
(DC) Rigid soil	3	1	0.436	5220	1	0.1	1.6	2.4	0.16	0.24	0.133	0.183	696
(DC) Rock	3	1	0.436	5220	1	0.1	1	1	0.1	0.1	0.083	0.076	399
(DS) Rigid soil	8	1	0.436	5220	1	0.1	1.6	2.4	0.16	0.24	0.050	0.069	261
(DS) Rock	8	1	0.436	5220	1	0.1	1	1	0.1	0.1	0.031	0.029	150

ASCE - Saint Louis (Oakville)													
Soil class	R	I	T (s)	W (kN)	k	F_a	F_v	T_o	T_s	C_s	C_s min	C_s max	H (kN)
(DC) Rigid soil	3	1	0.436	5220	1	1.44	2.25	0.12	0.60	0.14	0.02	0.20	756
(DC) Rock	3	1	0.436	5220	1	0.90	0.80	0.07	0.34	0.091	0.01	0.071	368
(DS) Rigid soil	8	1	0.436	5220	1	1.44	2.25	0.12	0.60	0.05	0.02	0.07	284
(DS) Rock	8	1	0.436	5220	1	0.90	0.80	0.07	0.34	0.034	0.01	0.026	138

EUROCODE (Type 1)													
Soil class	q	I	T(s)	W (kN)	λ	α_g	S	T_b	T_c	T_d	S_d	H (kN)	
(DC) Rigid soil	3.6	1	0.484	5220	1	0.1	1.15	0.2	0.6	2	0.08	417	
(DC) Rock	3.6	1	0.484	5220	1	0.1	1	0.15	0.4	2	0.06	300	
(DS) Rigid soil	5.4	1	0.484	5220	1	0.1	1.15	0.2	0.6	2	0.05	278	
(DS) Rock	5.4	1	0.484	5220	1	0.1	1	0.15	0.4	2	0.04	200	

These spectra were inserted in SCIA Engineer 17 [4], from which the displacements and the stresses for the comparative analysis were obtained.

Figure 4 compares the spectra generated by each standard for each of the two foundation types assumed.

Ten modes of vibration were considered to perform the spectral analysis. Table 8, which presents the first six modes of the analyzed model, shows that the use of only three modes would be enough to reach 90% of mass translation in the analyzed direction (x), nonetheless, the software's standard was used.

5.3 Results

The comparative results of the analysis performed for the model building, through SCIA Engineer, are presented below, already considering the adjustments made by the response-modification coefficients ("R" and "q"), as well as the displacements coefficients ("C_d" and "q").

The values presented in Table 9 and Table 10 do not consider the forces and displacements compatibility for the RSM in relation to the EFM yet, as suggested in section 4. After this compatibilization has been carried out, the RSM responses are adjusted to the values presented in Table 11.

In this case study, when considering a conventional reinforcement

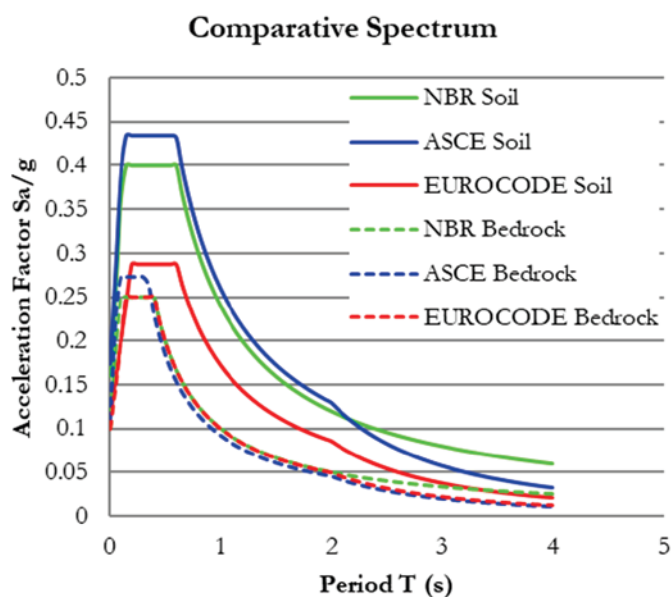


Figure 4
Spectra comparison

Source: author

Table 7
Distributed forces (rigid soil – DC)

Floor	h_x (m)	W_x (kN)	NBR		ASCE		EUROCODE		
			F_x (kN)	H_x (kN)	F_x (kN)	H_x (kN)	F_x (kN)	H_x (kN)	
Rigid soil	3	12	1740	348	348	378	378	208	208
	2	8	1740	232	580	252	630	139	347
	1	4	1740	116	696	126	756	69	417
Rock	3	12	1740	200	200	184	184	150	150
	2	8	1740	133	333	123	307	100	250
	1	4	1740	67	399	61	368	50	300

detail, one can perceive that the force-weighting coefficients, suggested by Eurocode, are more favorable than those presented by the NBR, in addition to the European spectrum being much milder. These aspects, in the analyzed case, lead to considerably smaller shear forces according to the European standard than those obtained by an equivalent analysis according to NBR. The American standard, on the other hand, has weighting coefficients similar to those of the NBR, but uses a slightly heavier response spectrum. Nevertheless, in compliance with the limitations of “ C_s ” imposed by the ASCE, presented in equations (20) and (21), which make the responses slightly different from those of a direct application of the American standard spectrum, the results are quite close to those

obtained by NBR for the EFM. However, with respect to RSM, the deviations between NBR and ASCE are much more pronounced, due to the American standard requirement that the RSM results be “scaled” to 100% of the shear base force obtained by the EFM. For the specific earthquake-resistant reinforcement detail shown in this example, the deviations between the NBR and the ASCE are very similar to those obtained for a conventional detailing. However, the deviations obtained with respect to the Eurocode acquire a very different proportion, since the relationships between the weighting coefficients for each type of detail are significantly different. Particularly for this study, regardless of the adopted standard, it is very clear that the adoption of an earthquake-resistant detail sub-

Table 8

Modal participation factors

Mode	Circular frequency(ω) [rad/s]	Period [s]	Cyclic frequency [Hz]	Mass share of each mode relative to the total					
				% translation axis x	% translation axis y	% translation axis z	% rotation axis x	% rotation axis y	% rotation axis z
1	119.322	0.5266	18.991	0.8815	0.0000	0.0000	0.0000	0.1152	0.0000
2	322.666	0.1947	51.354	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8464
3	349.009	0.1800	55.546	0.0871	0.0000	0.0000	0.0000	0.7666	0.0000
4	533.548	0.1178	84.917	0.0162	0.0000	0.0000	0.0000	0.0434	0.0000
5	983.627	0.0639	156.549	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1022
6	1.570.494	0.0400	249.952	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0245
Summation				0.9847	0.0000	0.0000	0.0000	0.9252	0.9730

Table 9

Analysis results – DC

	NBR EFM		NBR RSM		ASCE EFM		ASCE RSM		EUROCODE EFM		EUROCODE RSM	
	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock
Disp. (mm)	33.50	19.25	28.50	13.50	36.50	17.75	31.00	12.50	28.80	20.88	24.48	16.20
H base (kN)	62	36	55	27	67	33	60	25	37	27	33	22
Displacement deviation with respect to NBR					9.0%	-7.8%	8.8%	-7.4%	-14.0%	8.5%	-14.1%	20.0%
Shear force deviation with respect to NBR					8.6%	-7.7%	8.8%	-7.2%	-39.9%	-24.7%	-39.9%	-15.5%

Table 10

Analysis results – DS

	NBR EFM		NBR RSM		ASCE EFM		ASCE RSM		EUROCODE EFM		EUROCODE RSM	
	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock
Disp. (mm)	27.50	15.95	23.65	11.55	30.25	14.85	25.85	10.45	29.16	21.06	24.84	16.20
H base (kN)	23	15	21	13	25	15	23	13	25	19	22	16
Displacement deviation with respect to NBR					10.0%	-6.9%	9.3%	-9.5%	6.0%	32.0%	5.0%	40.3%
Shear force deviation in respect to NBR					8.5%	-4.1%	7.1%	-3.5%	6.4%	20.8%	5.3%	22.5%

Table 11

Compatibilized results RSM

	DC						DS					
	NBR		ASCE		EUROCODE		NBR		ASCE		EUROCODE	
	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock	Soil	Rock
Disp. (mm)	28.5	13.5	34.6	16.7	24.5	16.2	23.7	11.6	28.7	12.1	24.8	16.2
H base (kN)	55	30	67	33	33	22	21	13	25	15	23	16
Displacement deviation			22%	24%	-14%	20%	-	-	21%	5%	5%	40%
Shear force deviation			21%	9%	-40%	-26%	-	-	19%	12%	5%	22%

stantially reduces the forces to be resisted at the base and consequently in the earthquake-resistant structural elements, although the displacements do not undergo such significant changes. The results also show that the foundation is a very influential variable in the responses of a seismic analysis, including the drifts obtained in the comparative analysis.

6. Special detailing for reinforced concrete structures

The earthquake-resistant detailing aims at ensuring structural deformability and ductility, since the plastic loading capacity of a structural system, within the scope of the Force Based Design (FBD), is superior to its resistance in the elastic regime. As presented in Fanella [18], the performance of the earthquake-resistant details, specified in the standards, was empirically guided and observed by elements in real situations. In other words, with empirical support, the standards state that the use of the specific patterns of detail suggested ensures that the structure will perform in a more ductile way when subjected to seismic loading, thus allowing for the adoption of more favorable response-modification coefficients. ABNT NBR 15421: 2006 [1] does not clarify in any way what are the criteria adopted for a structure to be considered as specially earthquake-resistant detailed. ASCE / SEI 7 [3] together with ACI 318 [9] and Eurocode 8 [2] present a number of additional considerations that must be followed to ensure adequate seismic performance for the structures. Some of these considerations are presented in what follows.

The elements, whenever possible, should be governed by bending, rather than by shear; the pillars must be stronger than the beams; and the joint regions between elements must have superior resistance to the elements themselves. It is also necessary to consider overloads, load inversion and impact.

The minimum required strength for the concrete is $f_{ck} = 20$ MPa, though some standards suggest that, for buildings with more than four floors, a $f_{ck} > 25$ MPa should be adopted; therefore, it should be ideally adopted f_{ck} higher than 25 MPa for any structure with special earthquake-resistance reinforcement detail.

For elements designed for pure bending (beams) where normal stress does not exceed $0.1 f_{ck}$, the following conditions must be met:

- $b > 0.3D$, where (b) and (D) are respectively the smallest and largest cross-sectional dimension;
- $b > 0.25cm$ (to ensure internal concrete confinement);
- $D < 25\%$ of span (to avoid wall-beam behavior);
- $b < 3C_2$ or $b < C_2 + 1.5C_1$ (where C_1 and C_2 are the longitudinal and transversal dimensions of the pillars, respectively);

$$■ A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b \times D \geq 1.4 \frac{b \times D}{f_{yk}} \quad \text{where } b \text{ and } D$$

are given in centimeters; f_{ck} and f_{yk} in MPa (for the model building of this study the minimum reinforcement would be approximately twice the one adopted according to NBR 6118);

- Reinforcement ration $< 2.5\%$;
- $A_{s,inf}$ anchored at the bearing $> 0.5A_{s,sup}$ anchored at the bearing;
- Reinforcement in any region of the beam ($A_{s,min}$) shall not be less than 25% of the largest portion of required reinforcement ($A_{s,maior}$), according to the expression: $A_{s,min} > 25\% A_{s,maior}$.

For transverse reinforcement, the following minimum criteria must be adopted:

- Lap splice involved by stirrups of maximum spacing: $\frac{d}{4}$ or 10 cm (smallest value);
- Longitudinal rebar without a stirrup corner protection at a maximum distance of 15 cm from a protected rebar;
- Stirrups with 45° internal hooks and a straight end greater than: $6\Phi_t$ or 8 cm (the largest value), in which Φ_t is the stirrup diameter;
- In elements where the total normal stress is less than $0.05 f_{ck}$ and the portion of the shear stress derived from the seismic load is greater than 50% of the remainder shear force on the element, the element shall be designed by taking the shear portion absorbed by complementary mechanics to the truss model (V_c) equal to zero;
- The lap splices shall not be placed in regions of probable longitudinal reinforcement yield, that is to say, lap splices shall be avoided in the midspan or in regions as close to pillar intersections as twice the height of the beam, where plastic hinges are more likely to occur.
- The maximum spacing of the stirrups shall be: $\frac{1}{4}D$, $6\Phi_L$ or $\left(10 + \frac{35 - S_t}{3}\right)$ (in cm), where S_t is the transverse spacing of the stirrup section and Φ_L the longitudinal reinforcement diameter;
- The stirrups must be closed loops or at most, a "U" shaped stirrup with a hat complement, with a 45° internal hook at every connection;
- The first stirrup shall be at no more than 5cm from the face of the support.

For elements designed for compound bending (pillars) where the normal stress is greater than $0.1 f_{ck}$, the following conditions must be met:

- $b > 0.4D$ where (b) and (D) are respectively the smallest and largest cross-sectional dimension;
- $b > 30$ cm;
- The sum of the minimum moment applied to a pillar node shall be greater than 6/5 of the sum of the resistant moments of the beams composing the node (if this condition is not satisfied, the stiffness of the element shall be neglected in the seismic analysis);
- Amount of reinforcement adopted so that $1\% < A_s < 6\%$;
- Lap splice mandatorily at the element's midspan;
- Minimum stirrups diameters 10 mm;
- Hooks with a straight end greater than $6\Phi_t$ or 8cm (the greater value);
- Longitudinal rebar without a stirrup corner protection at a maximum distance of 15 cm from a protected rebar;
- Every other rebar must be protected by a stirrup corner;
- The cross sectional spacing of the stirrup shall be inferior to 35 cm;
- Reinforcement cover inferior to 10cm (when this criterion cannot be met, additional stirrups with no more than 30 cm spacing distance must be placed for cover protection);
- The pillar anchoring reinforcement must be integrally protected by the transversal reinforcement;
- Shear design considering $V_c = 0$ at regions with the following distances from the support: $2 \times$ greatest transversal dimension;

$$\frac{1}{6} \text{ span};$$

or 45 cm.

- The maximum spacing of the stirrups shall be: $\frac{1}{4}D$, $6\Phi_L$ or $\left(10 + \frac{35 - S_t}{3}\right)$ (incm), where S_t is the transverse spacing of the stirrup section.

For corner joints:

- Admit yield stress = $1.25 f_{yk}$ (to ensure that the reinforcement will yield and form a plastic hinge);
- The anchoring must be extended to the end face of the column;
- Good adhesion anchorage = $2 \times ldh$, bad adhesion anchorage = $3.5 \times ldh$; where ldh is the anchoring length required for a hooked bar;
- Anchorage outside the containment should be multiplied by a factor of 1.6;
- For beams that end in columns, column dimension $> 20\Phi_L$ of beam;
- Pillar's transverse reinforcement must be placed across the entire node;
- Additionally, when the beam section is greater than the pillar's, the beam's transversal reinforcement must be placed across the entire node as well;
- Node shear stress must be inferior to (kN):

for nodes confined in all directions: $1.7\sqrt{f_{ck}} \times A_j$;

for nodes with a single open end: $1.2\sqrt{f_{ck}} \times A_j$;

for other cases: $1.0\sqrt{f_{ck}} \times A_j$.

where f_{ck} is given in MPa and A_j (in squared meter) determined by Figure 5.

An example of conventional detailing in comparison with a special earthquake-resistant detail suggested by the American standard can be seen in Figure 6. For the example, it was considered in a simplified way, the design of one of the beams of the model building presented in the study, with the following loads: self-weight; seismic loads; 3.5 kN/m^2 of permanent loads additionally to the self-weight; 5.0 kN/m^2 of accidental overload.

7. Conclusions

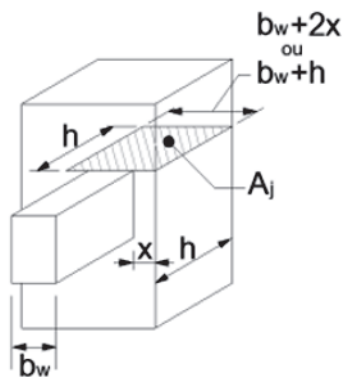


Figure 5

A_j in frame knot

Source: Galvão [10]

- 1) Although ABNT NBR 15421: 2006 [1] is based on an old American standard - UBC [7], it presents acceptable results for current seismic conditions in Brazil. However, in a globalized world and Brazil being so close to other regions of high seismicity in South America, a more complete standard with updated concepts, like a few discussed within this paper, would be more adequate.
- 2) The NBR gives a great focus on the implementation of the EFM; however, the application of an improved method (such as the RSM or non-linear analysis) could generate attractively more economical solutions, although the American standard does not allow very significant reductions in relation to the EFM.
- 3) The use of a specific seismic-resistant detail for regions of high seismicity generates a considerable decrease in the design stresses, through the response-modification coefficients, which can lead to economically more favorable situations, as shown in Table 9 and Table 10, in addition to being a more adequate detailing with respect to the safety and durability of the building. Despite this, NBR does not specify the details that characterize an acceptable earthquake-resistant project, in a way that forces one to seek references in international standards.
- 4) For the model building analyzed, the compared results were quite different amongst the standards. The parameters used to define the design spectra and consequently the acting forces are quite different, besides the limitations imposed by each standard and the weighting coefficients. Nevertheless, the results have the same order of magnitude and are, therefore, suitable for what they are proposed.
- 5) Although the RSM does not always produce more favorable results than the EFM, the use of three-dimensional models and more accurate procedures make it possible to precisely capture imperfections and irregularities in the structures, which generally returns more accurate results. New case studies should be studied in order to represent a greater variety of systems and structural arrangements, allowing to better understand the divergences and similarities among the responses of the methods analyzed for each normative instruction.

8. Acknowledgments

The second and the third authors express their appreciation to the CNPq, for the research productivity scholarship for the processes 301050/2018-0 and 306355/2017-5 respectively.

9. Bibliographic references

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15421:2006: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos. 1 ed. Rio de Janeiro: 2006.
- [2] EUROCODE 8. EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance – General rules, seismic actions and rules for buildings. Commission of the European Community, 2010.
- [3] AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. ASCE/SEI 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 16. Virginia: Structural Engineering Institute, 2016.

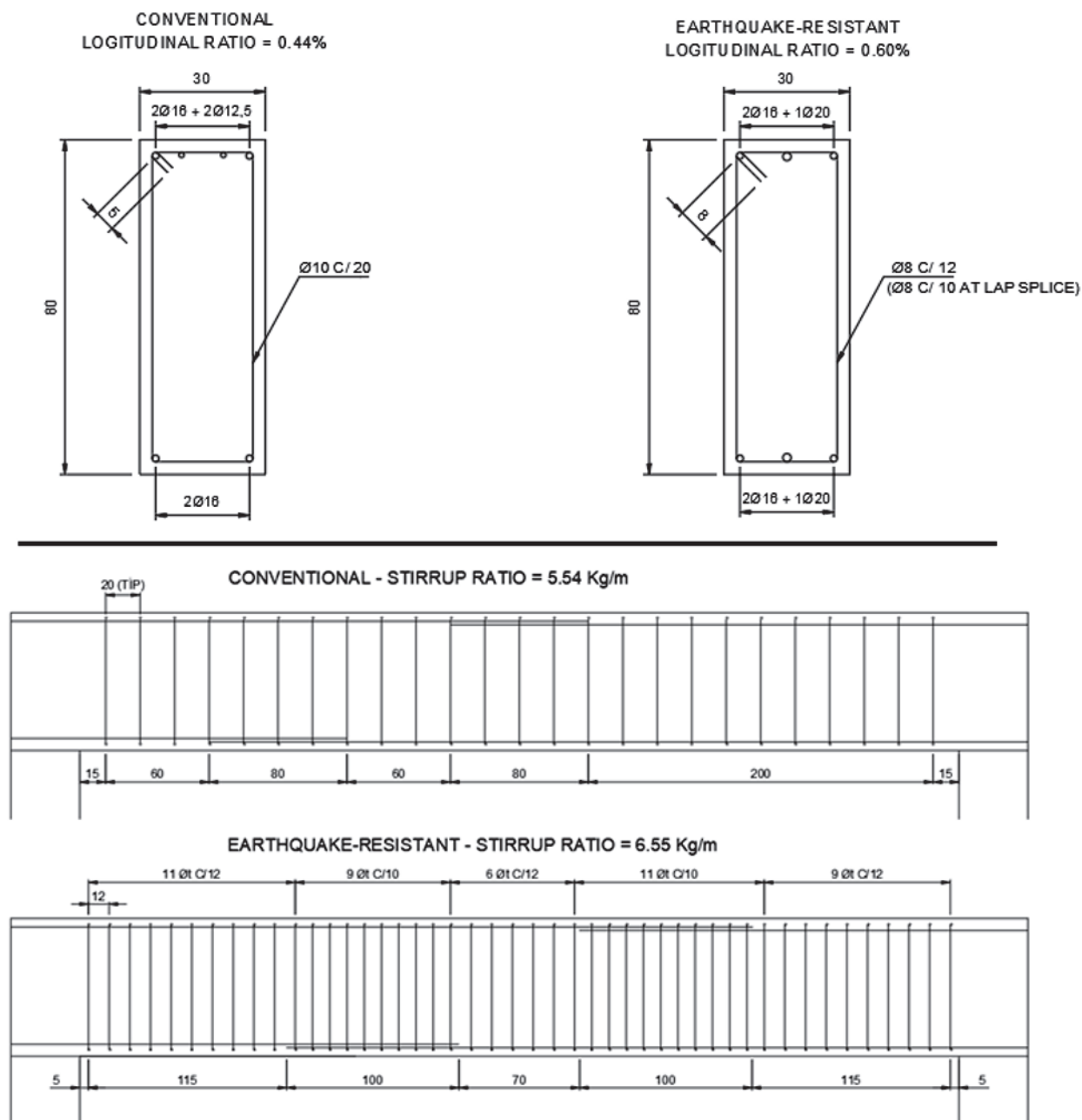


Figure 6
Comparison between conventional detailing and seismic special detailing

- [4] SCIA Engineer, Version 17.0. Nemetschek Group software, 2017. Accessible through: <https://www.scia.net>
- [5] ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. 92 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- [6] U.S. Seismic Design Maps. USGS, 2018. Accessible through: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>
- [7] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. UBC: Volume 2. Whittier, California: 1997.
- [8] LIMA, Silvio de Souza; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. Análise dinâmica das estruturas. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. 11 ed. Farmington Hills, 2011. 503 p.
- [10] GALVÃO, Pedro Ivo Ishakewitsch. Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sismo-resistente de edifícios em concreto armado no brasil. 2013. 119 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Es-

truturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013

- [11] PARISENTI, Ronaldo. Estudo de análise dinâmica e métodos da ABNT NBR 15421:2006 para projeto de edifícios submetidos a sismos. 219 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- [12] UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (São Paulo). Secretaria Estadual de Educação. Mapa de risco de tremores de terra no Brasil. Accessible through: < <http://jornal.usp.br/tv-usp/usp-atualiza-mapa-de-risco-de-tremores-de-terra-no-brasil/>>. Acesso em: 04 fev. 2018.
- [13] FARDIS, Michael N. et al. Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8. Londres: Crc Press, 2015.
- [14] SANTOS, Sergio Hampshire C.; LIMA, S. S.; ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas para o projeto sísmico de estruturas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 5, n. 6, p.812-819, dez. 2012.
- [15] SANTOS, Sergio Hampshire de C. et al. Comparative Study of Codes for Seismic Design of Structures. Mathematical Modelling in Civil Engineering, v. 9, n. 1, p.1-12, 1 mar. 2013.
- [16] DHANVIJAY, Vinit; TELANG, Deepa; NAIR, Vikrant. Comparative Study of Different Codes in Seismic Assessment. Comparative Study of Different Codes in Seismic Assessment, v. 2, n. 4, p.1371-1381, jul. 2015.
- [17] SANTOS, Sergio Hampshire C. et al. Comparative Study of a Set of Codes for the Seismic Design of Buildings. In: IABSE SYMPOSIUM, 39th., 2017, Vancouver. Engineering the Future. Vancouver, 2017.
- [18] FANELLA, David A. Flexural Members of Special Moment Frames. In: FANELLA, David A. Seismic Detailing of Concrete Building. Illinois: Portland Cement Association, 2000. p. 5.

Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures

Análise comparativa das considerações normativas para dimensionamento e detalhamento sísmico de estruturas de concreto armado

R. A. RODRIGUES^a
rrodrigues@usp.br

<https://orcid.org/0000-0002-7520-6367>

C. E. N. MAZZILLI^a
cenmazzi@usp.br

<https://orcid.org/0000-0003-0766-2317>

T. N. BITTENCOURT^a
tbitten@usp.br

<https://orcid.org/0000-0001-6523-2687>

Abstract

The main objective of this work is to carry out a comparative analysis between the methods and provisions of the Brazilian code ABNT NBR 15421:2006 and those of the ASCE/SEI 7 and the Eurocode 8, on the seismic design of structures. The similarities and differences between these standards, as far as the application of the Equivalent Lateral Forces method (ELFM) and the Response Spectrum method (RSM) are concerned, will be addressed. The responses will be evaluated for a case study that will be modelled by the SCIA Engineer 17 software. This paper also presents some comments on the detailing of reinforced concrete structures to ensure a good performance under seismic loading, allowing for a more favourable interpretation of the seismic analysis results.

Keywords: seismic analysis, response spectrum, ABNT NBR 15421:2006, Eurocode 8, ASCE/SEI 7.

Resumo

O objetivo principal deste trabalho é fazer uma análise comparativa entre os métodos e considerações da norma brasileira ABNT NBR 15421:2006 e as provisões do ASCE/SEI 7 e do Eurocódigo 8, quanto ao dimensionamento sísmico de estruturas. São verificadas as similaridades e as diferenças entre as instruções normativas, quanto à aplicação do Método das Forças Equivalentes (MFE) e do Espectro de Resposta (MER). Os resultados serão avaliados por meio de um estudo de caso que será processado com auxílio do programa computacional SCIA Engineer 17. O artigo também apresenta alguns comentários sobre o detalhamento de estruturas de concreto armado que visam a garantir um bom desempenho sísmico, possibilitando uma interpretação mais favorável dos resultados sísmicos analisados.

Palavras-chave: análise sísmica, espectro de resposta, ABNT NBR 15421:2006, Eurocódigo 8, ASCE/SEI 7.

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

1. Introdução

A América do Sul é uma região do globo terrestre com graus de sismicidade bastante heterogêneos. A borda oriental está inserida em uma região interna da placa tectônica, o que garante maior estabilidade e conseqüente redução na influência das atividades sísmicas. Já a borda ocidental possui grande atividade sísmica, por estar localizada na divisa entre placas. Essa disposição, de certa forma, justifica o fato de os países localizados na região oeste da América do Sul possuírem normas para projeto sísmico há algumas décadas, enquanto no Brasil apenas em 2006 ter sido aprovada a ABNT NBR 15421:2006 [1], que define os procedimentos para projetar edificações em regiões sísmicas.

Conforme é possível se perceber da Figura 1, a influência dos eventos sísmicos no Brasil, na América do Norte e na Europa são consideravelmente diferentes, fato que fica bastante evidenciado nas premissas das normas sísmicas de cada região. Ainda assim, existem bastantes considerações similares, que serão exploradas na seqüência.

A norma brasileira apresenta um mapeamento de acelerações sísmicas no país bastante condizente com o estudo apresentado na Figura 1, permitindo o entendimento de que o risco de danos sísmicos no Brasil é quase nulo. Entretanto, estudos mais recentes desenvolvidos pela Universidade de São Paulo, disponíveis em <http://jornal.usp.br/tv-usp/usp-atualiza-mapa-de-risco-de-tremores-de-terra-no-brasil/>, alertam para a necessidade de atualização desse mapeamento. A NBR dispensa a análise sísmica para zonas com acelerações sísmicas características de projeto inferiores a 0,025g e requer uma verificação bastante simples para acelerações entre 0,025g e 0,05g, enquanto o Eurocódigo 8 [2] permite que não seja feita nenhuma verificação para acelerações de cálculo inferiores a 0,05g. A norma americana ASCE/SEI 7 [3], diferentemente das demais, utiliza um mapeamento de espectro de resposta de

acelerações e categorias de importância para definir categorias de risco para as estruturas, que são definidas de "A" a "F", dispensando a análise sísmica para a primeira categoria definida (A).

A seção 2 apresenta de forma generalizada os objetivos e os critérios adotados pelas três normas. Considerando a grande diferença na quantidade e na magnitude dos eventos sísmicos que ocorrem no Brasil, na Europa e nos Estados Unidos, é certo que nas normas internacionais existe uma quantidade sensivelmente maior de informações, limitações e instruções para as considerações a serem feitas. Neste artigo, serão apresentadas as premissas que ocorrem nas três normas, para que possam ser comparadas.

A seção 3 mostra um estudo comparativo entre os parâmetros adotados pela ABNT NBR 15421:2006 [1], ASCE/SEI [3] e Eurocódigo 8 [2] quanto ao MFE. Analogamente à seção 3, a seção 4 apresenta um estudo comparativo entre os parâmetros adotados pelas três normas quanto ao MER.

A seguir, na seção 5, um estudo de caso é analisado pelo MFE e pelo MER, com auxílio do software SCIA Engineer 17 [4], utilizando os parâmetros das três normas. São consideradas duas situações, uma com fundação em terreno rochoso e outra em solo menos rígido, o que permite visualizar e identificar as diferenças entre os resultados obtidos por meio de cada método, bem como as variações entre as provisões das normas.

Na seção 6 são apresentados alguns comentários sobre detalhes que visam a garantir um melhor desempenho sísmico para as estruturas de concreto armado, possibilitando que as estruturas se enquadrem em situações de análises mais favoráveis.

2. Conceitos gerais

O objetivo da ABNT NBR 15421:2006 [1], ASCE/SEI [3] e Eurocódigo 8 [2] é fixar, de forma complementar a outras normas de referência, os requisitos necessários para verificação da segurança

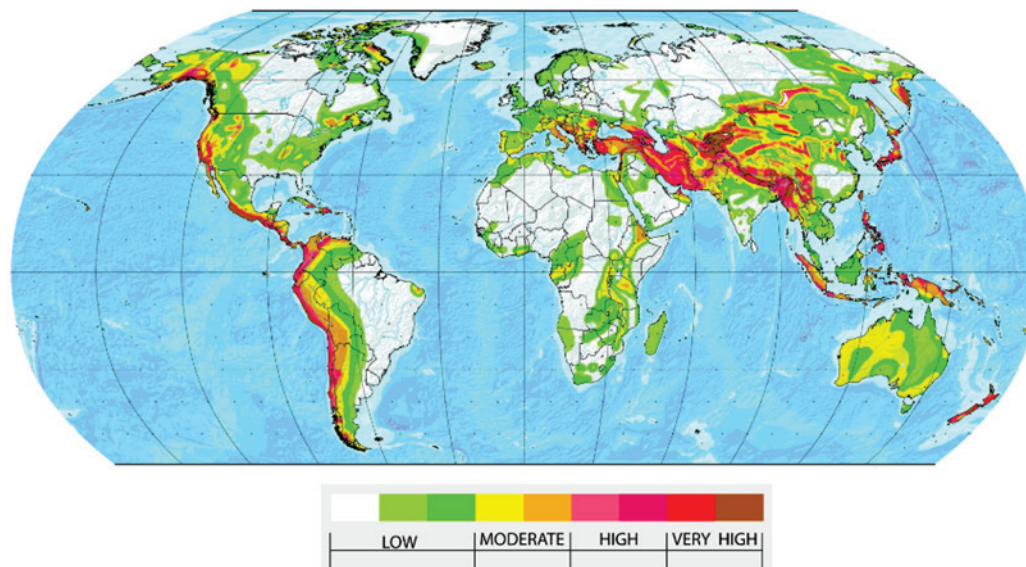


Figura 1

Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no mundo

Fonte: Global Seismic Hazard Assessment Program

Tabela 1
Coeficientes de ponderação (importância)

Categoria de utilização			Natureza da ocupação	I (NBR)	I (ASCE)	I (Eurocódigo)
NBR	ASCE	Eurocódigo				
-	I	I	Edifícios de menor importância (agrícolas)	-	1	0,65
I	II	II	Edifícios comuns	1	1	1
II	III	III	Edifícios mais relevantes (escolas, etc.)	1,25	1,25	1,45
III	IV	IV	Edifícios essenciais (hospitais, quartéis, etc.)	1,5	1,5	1,95

das estruturas na construção civil, definindo as características para quantificação das ações, garantindo a segurança da construção, na intenção de preservar a vida humana, reduzir os danos esperados e garantir a operacionalidade das edificações críticas, durante e após um evento sísmico. Entretanto, a NBR abrange apenas as estruturas usuais, construídas de forma convencional, enquanto o Eurocódigo e a ASCE possuem as disposições gerais que são válidas para a maior parte das construções, assim como as disposições específicas para pontes, viadutos, silos, chaminés, dentre as não prediais. Nenhuma dessas normas abrange as estruturas especiais de centrais nucleares, estruturas *offshore* e grandes barragens. Neste artigo, serão abordados principalmente os conceitos referentes aos edifícios em concreto armado.

Quanto às considerações probabilísticas dos carregamentos sísmicos, as normas brasileira e europeia consideram um período de retorno de 475 anos (equivivalente a uma probabilidade de 10% do sismo de projeto ser excedido em 50 anos) para o estado limite último e de deslocamentos excessivos, sendo que na norma europeia é exigida uma análise adicional quanto aos requisitos de limitação de danos, adotando-se um período de retorno de 95 anos. A norma norte-americana faz referência a um aplicativo, encontrado em <http://earthquake.usgs.gov/designmaps> [6], onde são disponibilizados os parâmetros sísmicos para calibração do espectro, que por sua vez, adotam um período de retorno de 2475 anos, analogamente baseados em uma probabilidade de 2% de exceder o sismo de projeto em 50 anos.

As três normas trabalham com um coeficiente de importância de forma a classificar o risco e o dano potencial das estruturas analisadas. As categorias de importância adotadas são bastante similares, entretanto, o Eurocódigo admite dois conjuntos distintos de coeficientes, em virtude da existência de mais de uma origem sísmica na região europeia. Neste estudo, será considerado o conjunto de parâmetros adotados para o que, no Eurocódigo 8 [2], denomina-se como “Tipo 1”, pois esta origem sísmica é a que mais se assemelha às demais consideradas. A Tabela 1 apresenta o comparativo entre os coeficientes de importância mencionados. Não é plausível considerar que as estruturas trabalhem em regime elástico durante um evento sísmico, portanto, as normas consideram coeficientes de modificação de resposta (redução de esforços e ampliação dos deslocamentos), que levam em conta o regime não linear de cada sistema estrutural. A Tabela 2 mostra os coeficientes adotados para alguns dos principais sistemas estruturais convencionais. Os coeficientes α_u/α_1 estão definidos no item 6.3.1 do Eurocódigo 8 [2], em função do tipo específico de estrutura analisada (quantidade de pavimentos, quantidade de pórticos em planta, contraventamentos, etc.), sendo o valor final do coeficiente limitado conforme o item 6.3.2. Vale ressaltar que as normas internacionais indicam uma quantidade muito superior de sistemas estruturais, com uma descrição muito mais detalhada, permitindo a escolha de coeficientes de modificação de maneira mais precisa. Obtidos os esforços derivados da análise sísmica, pode-se aplicar a combinação sugerida nas normas, que considera tanto os

Tabela 2
Coeficientes de modificação da resposta

Sistemas estruturais (pórticos)	NBR / ASCE		EUROCÓDIGO
	Modificação resposta (R)	Amplificação deslocamentos (C_d)	Modificação da resposta e amplificação dos deslocamentos (α)
Pórtico de concreto – usual	3	2,5	3,0 α_u/α_1
Pórtico de concreto – especial	8	5,5	4,5 α_u/α_1
Pórtico de aço momento-resistente – usual	3,5	3	3,0 α_u/α_1
Pórtico de aço momento-resistente – especial	8	5,5	4,5 α_u/α_1
Pórtico de aço contraventado – usual	3,25	3,25	3,0 α_u/α_1
Pórtico de aço contraventado – especial	6	5	4,5 α_u/α_1

Tabela 3

Classificação do terreno

Classe do terreno	V_s (NBR / ASCE)	NSPT (NBR / ASCE)	V_s (EUROCÓDIGO)	NSPT (EUROCÓDIGO)
	m/s	número	m/s	número
A	$V_s > 1500$	-	$V_s > 800$	-
B	$1500 > V_s > 760$	-	$800 > V_s > 360$	$N > 50$
C	$760 > V_s > 370$	$N > 50$	$360 > V_s > 180$	$50 > N > 15$
D	$370 > V_s > 180$	$50 > N > 15$	$V_s < 180$	$N < 15$
E	$V_s < 180$	$N < 15$	Avaliação específica	
F (S1 E S2)	Avaliação específica			

esforços da análise sísmica quanto os demais esforços da análise estática, para obter os esforços de dimensionamento dos elementos estruturais.

As normas de que trata este artigo baseiam-se, na sua metodologia de dimensionamento, no chamado *Force-Based Design* (FBD). Embora a tendência de algumas propostas contemporâneas para dimensionamento de estruturas sismo-resistentes seja a de utilizar metodologias distintas – tais como o *Performance-Based Design* (PBD), que estabelece deslocamentos-alvo, definidos a partir de um nível de desempenho pré-estabelecido –, as referidas normas ainda não as incorporaram com a devida autonomia. Isto, aliás, é típico em termos de normas técnicas na engenharia: entre as propostas de aperfeiçoamento do estado da arte e sua efetiva incorporação ao texto das normas, há um grande lapso temporal, devido à necessária e gradual mudança cultural que se deve processar não apenas no meio técnico, como também no setor produtivo. A propósito, conforme exposto por Carvalho em [2], com referência ao Eurocódigo 8, “...the use of force-based design is well established and, as mentioned above, is adopted in EN 1998-1 as the reference method, because most of other actions with which structural designers have to cope are forces imposed to the structures. Hence within the overall design process the use of a force based approach, even for seismic actions, is very practical and attractive. Furthermore, analytical methods for a displacement based approach in seismic design are not fully developed and not familiar to the ordinary designer”. De forma apenas alternativa, o Eurocódigo 8 abre a possibilidade de uma análise não linear (*pushover*) segundo o “*displacement-approach*”. Ademais, embora o PBD seja mencionado no item 1.3.1.3 da norma americana ASCE/SEI 7 (2016), o próprio texto exige que os resultados obtidos sejam respaldados por análises feitas a partir dos esforços obtidos. Portanto, o PBD não será abordado neste estudo.

Segundo Arai [5], as três normas fazem menção aos princípios básicos de um projeto sismo-resistente, no qual deve ser buscada a simplicidade estrutural, a uniformidade, regularidade em planta e em elevação, rigidez bidirecional e rigidez à torção, comportamento de diafragma nos diversos pisos e fundação adequada.

A norma brasileira ABNT NBR 15421:2006 [1] cita cinco tipos de irregularidades geométricas, que são classificadas em três no plano horizontal: 1) torcional, 2) descontinuidade na trajetória de esforços no plano horizontal e 3) elementos que suportam o plano horizontal (pilares e paredes) não paralelos ao eixo vertical do sistema estrutural; e duas irregularidades geométricas verticais: 4) descontinuidade na trajetória vertical de esforços e 5) caracterização de um “pavimento fraco”, que possua resistência lateral

inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. Genericamente, a norma brasileira exige a utilização de um modelo espacial quando houver irregularidades no plano. Para estruturas com irregularidades verticais, a NBR solicita a aplicação de um coeficiente denominado de “sobre-resistência”, que atua majorando os esforços atuantes na estrutura, garantindo que seu dimensionamento gere uma estrutura com resistência mais elevada. A norma americana ASCE/SEI 7 [3] explora com muito mais detalhe as possíveis irregularidades geométricas nas estruturas, definindo criteriosamente as situações e condições onde devem ser aplicados os coeficientes de “sobre-resistência”, dentre outras limitações. Similarmente, o Eurocódigo lida com as irregularidades no plano exigindo a utilização de um modelo espacial e com as irregularidades verticais reduzindo o coeficiente de modificação da resposta, conceitualmente equivalente ao coeficiente de sobre-resistência adotado na NBR e na ASCE.

Referente aos métodos de análise, na ASCE/SEI 7 [3] permite-se a utilização do MER ou de uma análise no domínio do tempo para qualquer sistema estrutural. O MFE é permitido para todas as estruturas nas categorias B e C, e para as categorias D, E e F quando se tratar de:

- i. categoria de risco I ou II, até dois pavimentos;
- ii. estruturas leves (*light frame constructions*);
- i. estruturas sem irregularidades geométricas, com período fundamental $< 3,5T_s$ (onde T_s está definido pela equação (10));
- iv. estruturas até 50m com limitações nas irregularidades geométricas.

Vale ressaltar que a NBR define como método principal o MFE, enquanto o Eurocódigo define o MER como método-base. Adicionalmente, o Eurocódigo desaconselha a utilização do MFE quando da existência de irregularidades verticais, consideração que não é feita na NBR.

Quanto às classes de definições dos terrenos, as três normas levam em consideração a velocidade de propagação das ondas secundárias (V_s) e o número de golpes no ensaio SPT. O Eurocódigo apresenta uma descrição muito mais minuciosa do tipo de formação de cada classe, entretanto os parâmetros utilizados na classificação são bastante parecidos.

Embora as classes de terreno definidas na NBR e na ASCE sejam idênticas, a norma americana exige a apresentação de um relatório geotécnico detalhado para as categorias C, D, E ou F, incluindo recomendações alusivas à fundação para mitigar os riscos analisados. A Tabela 3 apresenta o comparativo da classificação do terreno.

No Eurocódigo 8 [2], assim como na ASCE 7 [3], define-se o espectro elástico para sismo horizontal a partir de três períodos de

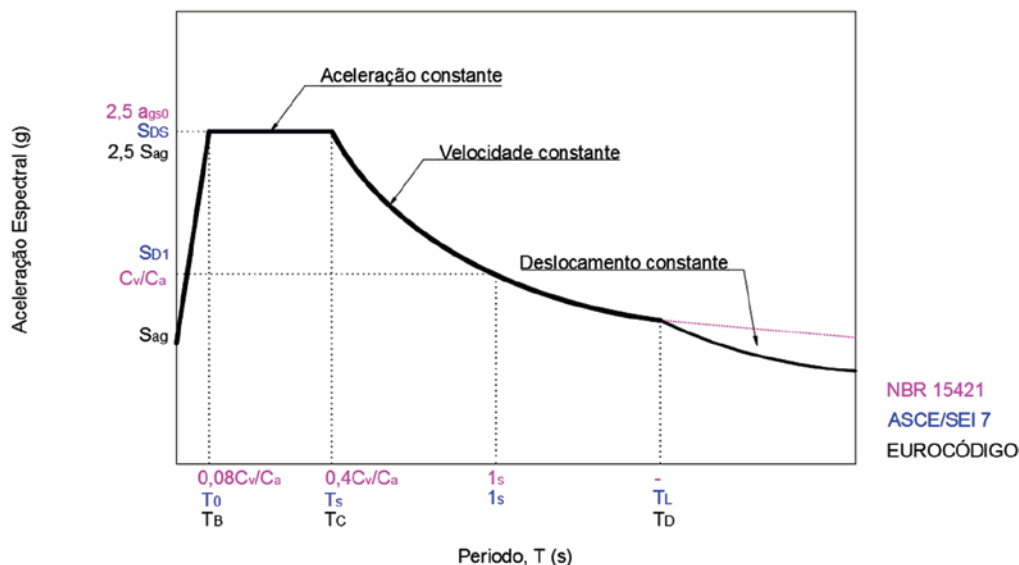


Figura 2
Espectro de resposta elástica, adaptado do Eurocódigo 8 [2]

controle e três estágios: aceleração constante, velocidade constante e deslocamento constante. Analogamente ao disposto na ABNT NBR 15421:2006 [1], as outras normas admitem uma taxa de amortecimento estrutural nominal de 5%; entretanto, o Eurocódigo considera um parâmetro que permite ajustar o espectro para situações com amortecimentos diferentes de 5%. Observe-se que a taxa de amortecimento estrutural adotada em uma análise sísmica é superior ao valor de 2% usualmente adotado para análise dinâmica de estruturas de concreto armado em regime elástico, pois, em situação sísmica, considera-se que as estruturas estejam trabalhando em regime elastoplástico e, portanto, o amortecimento estrutural equivalente deve levar em conta os efeitos inelásticos dissipativos. Isto se faz, de forma prática, com um acréscimo na taxa de amortecimento. A NBR adota basicamente as mesmas premissas da antiga norma americana UBC [7]. Assim, não é representado o estágio de deslocamento constante.

A Figura 2 representa graficamente o espectro das normas analisadas, em função dos parâmetros utilizados para defini-los. Os parâmetros para cada norma estão explicados em detalhe adiante, juntamente com as expressões que definem as curvas do gráfico. As seguintes expressões definem o espectro de projeto na ABNT NBR 15421:2006 [1]:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = a_{gs0} \times (18,75 \times T \times \frac{C_v}{C_a} + 1,0) \quad (1)$$

$$\text{Para } 0,08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = a_{gs0} \times 2,5 \quad (2)$$

$$\text{Para } T \geq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (3)$$

onde:

$$a_{gs0} = C_a \times a_g;$$

$$a_{gs1} = C_v \times a_g.$$

Os parâmetros a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para um período de zero e um segundos, respectivamente, obtidas em

função da aceleração característica de projeto a_g . Os parâmetros C_a e C_v (fatores de amplificação no solo para os respectivos períodos de zero e um segundos) são definidos na Tabela 3 da ABNT NBR 15421:2006 [1], em função da classe do terreno e da aceleração característica definida pela zona sísmica onde a estrutura está situada. O período natural “T” é o período de cada modo de vibração da estrutura analisada, em segundos.

A ASCE/SEI 7 [3] define o máximo terremoto considerado – *maximum considered earthquake* (MCE) – através dos parâmetros:

$$\begin{aligned} S_{ms} &= F_a \times S_s \\ S_{m1} &= F_v \times S_1 \end{aligned} \quad (4)$$

onde:

F_a e F_v são os coeficientes de ponderação no solo, definidos nas tabelas 11.4-1 e 11.4-2 da ASCE/SEI / [3], que estão apresentados na Tabela 5; S_s e S_1 são os parâmetros de resposta de aceleração espectral para os períodos de 0,2 e um segundos, respectivamente, que após ajustados pelos coeficientes de ponderação no solo, dão origem aos parâmetros S_{ms} e S_{m1} . Os parâmetros S_s e S_1 são fornecidos pelos mapas detalhados, que podem ser encontrados em <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>.

Para a caracterização do espectro de projeto, são necessários os parâmetros S_{DS} e S_{D1} , que são definidos, respectivamente, por $\frac{2}{3} \times S_{ms}$ e $\frac{2}{3} \times S_{m1}$, apresentados na equação (4).

As seguintes expressões definem o espectro de projeto na ASCE:

$$\text{Para } T < T_0 \quad S_a(T) = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (5)$$

$$\text{Para } T_0 \leq T \leq T_s \quad S_a(T) = S_{DS} \quad (6)$$

$$\text{Para } T_s \leq T \leq T_L \quad S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (7)$$

$$\text{Para } T \geq T_L \quad S_a(T) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (8)$$

onde:

S_a é a aceleração espectral para cada período definido T (em s).

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{9}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{10}$$

T_L = período de transição apresentado nas figuras 22-12 a 22-16 da ASCE/SEI 7 [3].

Considerando que a Europa se encontra em uma região com ocorrências sísmicas de fontes variadas, o Eurocódigo define dois espectros de projeto típicos, segundo Arai [5]: Tipo 1 para regiões de magnitudes superiores a 5,5 e Tipo 2 para regiões inferiores a 5,5. O espectro é então definido pelas seguintes expressões:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_B \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \tag{11}$$

$$\text{Para } T_B \leq T \leq T_C \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \tag{12}$$

$$\text{Para } T_C \leq T \leq T_D \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C}{T} \geq 0,2 a_g \tag{13}$$

$$\text{Para } T \geq T_D \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \geq 0,2 a_g \tag{14}$$

sendo:

$S_{a,d}$ a ordenada referente ao espectro de acelerações de cálculo adotado;

S, T_B, T_C e T_D são definidos nos quadros 3.2 e 3.3 do Eurocódigo 8 [2] e apresentados na Tabela 4;

a_g é a aceleração de cálculo à superfície, derivada da aceleração característica a_{gr} , definida pelo zoneamento sísmico disponível pelo Anexo Nacional de cada país.

A NBR e a ASCE admitem que as respostas obtidas pelo espectro de resposta devam ser ajustadas mediante os coeficientes de modificação da resposta, apresentados na Tabela 2. O Eurocódigo leva em consideração o coeficiente de modificação da resposta

(q) já embutido nas expressões (11) a (14). Portanto, o espectro já fornece os resultados compatibilizados.

3. Método das forças laterais equivalentes

AABNT NBR 15421:2006 [1] adota este como o método de análise principal e permite sua utilização para todas as estruturas às quais a norma faz referência. O Eurocódigo 8 [2], entretanto, limita sua utilização a estruturas que possuam uniformidade em elevação e que possuam períodos fundamentais inferiores a $4 \times T_C$ ou 2s.

A norma brasileira define o MFE pelas seguintes expressões, baseadas nos parâmetros do espectro de resposta e nos coeficientes de importância e de modificação de resposta, definidos no item 2 (válidas para cada direção analisada):

Força horizontal na base:

$$H = C_s \times W \tag{15}$$

C_s é o coeficiente de resposta sísmica, dado por:

$$C_s = \frac{2,5 \times \frac{a_{gs0}}{g}}{\frac{R}{T}} \text{ limitado a } 0,01 < C_s < \frac{2,5 \times \frac{a_{gs1}}{g}}{T \times \frac{R}{T}} \tag{16}$$

As variáveis utilizadas são as definidas no item 2, sendo W o peso total da estrutura e o período T podendo ser definido pelo período de vibração fundamental da estrutura em segundos, relativo ao primeiro modo de vibrar na direção analisada, ou pela simplificação a seguir:

$$T = C_t \times h^z \tag{17}$$

onde h é a altura em metros da estrutura acima da base, com os parâmetros " C_t " e " z " definidos pela Tabela 5.

A força horizontal total na base (H) é distribuída verticalmente,

Tabela 4

Parâmetros para espectro de projeto

Classe do terreno (V_s)	ASCE/SEI 7										
	Parameter F_a					Parameter F_v					
	S_s					S_1					
	0,25	0,5	0,75	1	> 1,25	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	> 0,6
$V_s > 1500$	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$V_s > 800$	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$V_s > 370$	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
$V_s > 180$	1,6	1,4	1,2	1,1	1	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
$V_s < 180$	2,4	1,7	1,3	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	4,2	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8

Classe do terreno (V_s)	NBR				EUROCÓDIGO							
	C_a		C_v		Tipo 1				Tipo 2			
	a_g				S	T_B	T_C	T_D	S	T_B	T_C	T_D
	< 0,1	0,15	< 0,1	0,15								
$V_s > 1500$	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
$V_s > 800$	1	1	1	1	1	0,15	0,4	2	1	0,05	0,25	1,2
$V_s > 370$	1,2	1,2	1,7	1,7	1,2	0,15	0,5	2	1,35	0,05	0,25	1,2
$V_s > 180$	1,6	1,5	2,4	2,2	1,15	0,2	0,6	2	1,5	0,1	0,25	1,2
$V_s < 180$	2,5	1,1	3,5	3,4	1,35	0,2	0,8	2	1,8	0,1	0,3	1,2

Tabela 5
Coeficientes “C_t” e “z”

Tipo de estrutura	NBR / ASCE		EUROCÓDIGO	
	C _t	z	C _t	z
Pórtico de aço momento-resistente	0,0724	0,8	0,085	0,75
Pórtico de concreto	0,0466	0,9	0,075	0,75
Pórtico de aço contraventado	0,0731	0,75	0,075	0,75
Outras estruturas	0,0488	0,75	0,05	0,75

entre as várias elevações “x” da estrutura, conforme a expressão abaixo:

$$F_x = C_{vx} \times H \quad (18)$$

onde o coeficiente C_{vx} considera o peso e a altura “x” em relação à base, para o pavimento a ser carregado.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (19)$$

sendo W_x o peso efetivo correspondente ao piso da elevação “x” analisada, h_x a distância do piso da elevação “x” em relação à base, W_i e h_i análogos a W_x e h_x para a elevação “i” e k um coeficiente relativo ao período natural T (em s):

- k = 1 para T < 0,5s;
- k = (T+1,5)/2 para 0,5s < T < 2,5s;
- k = 2 para T > 2,5s.

Os deslocamentos obtidos devem ser multiplicados pela relação $\frac{C_d}{I}$, onde o coeficiente C_d é dado na Tabela 2 e o coeficiente I na Tabela 1.

As formulações para o MFE apresentadas pela ASCE/SEI 7 [3] são essencialmente iguais às apresentadas na NBR, com as seguintes particularidades:

1. O coeficiente de resposta sísmica C_s, definido em função dos parâmetros apresentados no item 2, é dado por:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ limitado a } \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ para } T < T_L, \text{ ou } \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ para } T > T_L \quad (20)$$

sendo que C_s não deverá ser inferior a:

$$\frac{0,5 \times S_1}{\frac{R}{T}} \text{ para zonas sísmicas com parâmetro } S_1 \geq 0,6g \quad (21)$$

0,044 × S_{DS} × I para os demais casos

2. Adicionalmente à simplificação do período fundamental da estrutura apresentada pela NBR, para estruturas de concreto armado ou pórticos de aço momento-resistentes, com até 12 andares e pelo menos três metros entre cada andar, é possível estimar o período fundamental por:

$$T = 0,1 \times N \quad (22)$$

com N = número de andares acima da base.

Em qualquer hipótese, o período fundamental admitido não deve ser superior ao produto da equação (19) pelo coeficiente C_u estabelecido na tabela 12.8-1 da ASCE/SEI 7 [3].

O Eurocódigo 8 [2] apresenta uma formulação ligeiramente diferente para a força total na base que, apresentada na simbologia deste artigo, é dada por:

$$H = S_{a,d}(T) \times W \times \lambda \quad (23)$$

onde T é o período fundamental da estrutura em segundos; S_{a,d} é a ordenada referente ao espectro de acelerações de cálculo adotado, normalizado em relação à aceleração da gravidade; W é o peso total da estrutura e λ = 0,85 caso T < T_c e o edifício tenha mais de 2 pisos; ou λ = 1,0 nos outros casos.

Além das estimativas para o período fundamental (T) definidas na NBR, o Eurocódigo permite a utilização da seguinte expressão:

$$T = 2 \times \sqrt{d} \quad (24)$$

com d sendo o deslocamento lateral no topo do edifício, em metros, referente às forças da gravidade atuando na direção horizontal.

Para a distribuição das forças sísmicas na altura da estrutura, o Eurocódigo considera a seguinte formulação:

$$F_x = H \times \frac{s_x \times m_x}{\sum s_i \times m_i} \quad (25)$$

onde:

m_x = massa do piso da elevação “x”;

m_i = massa do piso da elevação “i”.

Os parâmetros s_x e s_i podem ser tomados respectivamente a uma distribuição linear em função da altura do edifício, onde:

s_x = altura do piso da elevação “x” em relação à base;

s_i = altura do piso da elevação “i” em relação à base.

Alternativamente, pode-se adotar estes parâmetros relativos ao deslocamento das massas no modo fundamental de vibrar da estrutura, onde:

s_x = deslocamento relativo do piso da elevação “x”;

s_i = deslocamento relativo do piso da elevação “i”.

Os deslocamentos obtidos por este método devem ser multiplicados pelo coeficiente de amplificação dos deslocamentos “q”, apresentado na Tabela 2.

Dentre as “vantagens” do método da força equivalente, cita-se a facilidade para aplicação em projetos e o baixo custo computacional. Deve-se, no entanto, utilizar esse método com cautela, pois, conforme mostrado na seção 5, é baseado apenas na resposta do primeiro modo de vibração da estrutura; portanto, pode não fornecer bons resultados para casos em que os modos mais altos sejam excitados.

4. Método do espectro de resposta

As três normas analisadas definem que a análise por espectro de resposta seja feita por superposição modal, com uma quantidade de modos analisados de forma que ao menos 90% da massa total tenha participação. Adicionalmente, as normas permitem que uma combinação de respostas pelo método da raiz quadrada da soma

dos quadrados (*Square Root of the Sum of the Squares - SRSS*) seja realizada sempre que a frequência natural de um modo seja no mínimo 10% superior à frequência do modo adjacente.

De acordo com a expressão 3.7 do Eurocódigo 8 [2], para períodos naturais de até 4s, o espectro de resposta elástica dos deslocamentos (S_{De}) pode ser obtido diretamente do espectro elástico de aceleração (S_e), definido no item 3.2.2.2 do Eurocódigo 8 [2], por meio da seguinte expressão:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (26)$$

Para a norma europeia, o espectro de cálculo (S_d) possui embutido o coeficiente “q”, portanto, os esforços obtidos são tomados com seus valores nominais, mas os deslocamentos obtidos por meio de S_d devem ser multiplicados pelo parâmetro “q” para obtenção dos deslocamentos finais. Os esforços da análise espectral obtidos por meio da NBR e da ASCE devem ser multiplicados por $\frac{I}{R}$, onde I e R são dados respectivamente nas Tabela 1 e Tabela 2. Quanto aos deslocamentos, a duas normas determinam que devam ser multiplicados pela relação $\frac{C_d}{R}$, onde C_d e R são dados na Tabela 2. A norma brasileira permite que o MER reduza em até 15% o esforço cortante na base em relação ao MFE, portanto, caso essa força cortante, obtida pela análise espectral (H_s), seja inferior a 85% da força cortante total na base obtida pelo MFE (H_f), todos os esforços obtidos pela análise espectral deverão ser corrigidos por meio da multiplicação pela relação $0,85H_f/H_s$. Essa correção não precisa ser feita para os deslocamentos. A norma americana não admite tais reduções em relação ao MFE. Portanto, para o caso supracitado, tanto os esforços quanto os deslocamentos devem ser multiplicados pelo coeficiente H_f/H_s . O Eurocódigo não corrige os valores obtidos por meio do MER em relação ao MFE; portanto, os valores obtidos da análise podem ser utilizados diretamente.

5. Discussões e resultados

Quanto às verificações gerais de torção, as três normas especificam uma excentricidade accidental em relação ao centro de massa do edifício. Essa excentricidade accidental é estimada em $5\% \times L_i$, com L_i sendo o maior comprimento linear em planta do piso, na direção perpendicular à ação sísmica. Caso uma análise seja feita considerando duas direções ortogonais, a excentricidade accidental somente deverá ser aplicada naquela que maximizar os efeitos, sendo dispensada a aplicação simultânea nas duas direções. Desse modo, o torque aplicado em cada piso é dado pela força lateral aplicada no piso, multiplicada pela excentricidade accidental deste. Para verificação dos efeitos de 2ª ordem, as normas especificam um coeficiente de estabilidade Θ dado por:

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta_x}{H_x \times h_x} \quad (27)$$

onde

P_x = força vertical atuando no piso, em serviço;

Δ_x = deslocamentos relativos entre pavimento;

H_x = força cortante atuando no pavimento;

h_x = distância entre as elevações correspondentes,

As três normas entendem que para valores de Θ inferiores a 0,1, não é necessário considerar nenhum efeito de segunda ordem.

Para valores de Θ maiores do que 0,1, mas inferiores ao Θ_{\max} ad-

mitido, os deslocamentos e os esforços devem ser multiplicados pela relação $\frac{1}{1-\theta}$, sendo o valor de Θ_{\max} definido por:

$$\text{NBR e ASCE: } \theta_{\max} = \frac{0,5}{C_d} \leq 0,25;$$

$$\text{Eurocódigo: } \theta_{\max} = 0,2 .$$

ESTUDO DE CASO

Para aplicação das análises utilizando as provisões das três normas comparadas, foi adotado o edifício-modelo de três pavimentos em concreto armado convencional similar ao utilizado em Lima e Santos [8], conforme apresentado na Figura 3.

Este edifício foi subdividido em dois grupos de análises, onde o primeiro considera um detalhamento convencional (DC) e o outro um detalhamento específico sismo-resistente (DS).

Foram admitidos pilares com seção $50 \times 40\text{cm}^2$, vigas de seção $80 \times 30\text{cm}^2$ e lajes de espessura 11cm, construídos em concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$. Como características sísmicas, foi considerada uma zona de aceleração $a_g = 0,10g$. Para aplicação da norma americana, foi adotada a cidade de Saint Louis, Oakville, nos Estados Unidos que, segundo o Unified Hazard Tool disponível em <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>, apresenta uma aceleração espectral característica (PGA) de 0,10g para um período de retorno de 475 anos. Vale lembrar que para aplicação desta norma, são utilizados os parâmetros para um período de retorno de 2475 anos, obtidos no mesmo sítio online do governo americano, no dia 22 de fevereiro de 2018.

As análises foram computadas para carregamentos na direção paralela ao eixo “x”, para dois tipos de fundação, sendo uma em areia com SPT médio $N = 30$ e outra em rocha sã, classe de terreno “A”, conforme apresentado na Tabela 3.

As provisões do Eurocódigo foram tomadas para um sismo de tipo 1.

5.1 Análise pelo método das forças laterais equivalentes

Para o edifício-modelo, obteve-se o peso de cada pavimento de forma aproximada e uniforme:

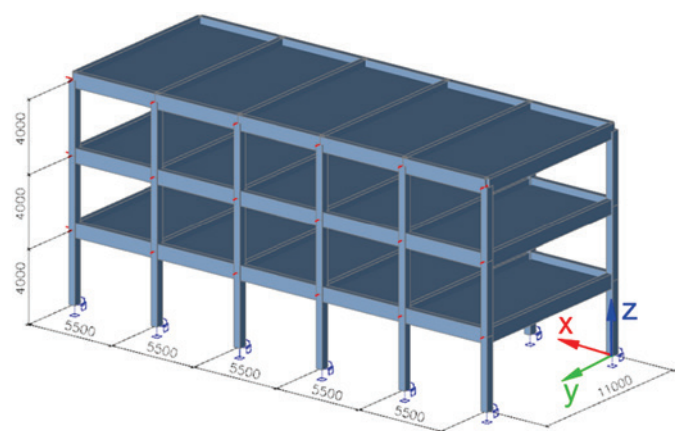


Figura 3
Edifício modelo

Fonte: autor

Tabela 6

Parâmetros edifício modelo

NBR													
Classe solo	R	I	T (s)	W (kN)	k	α_g	C_a	C_v	α_{gs0}	α_{gs1}	C_s	$C_s^{máx}$	H (kN)
(DC) Solo rígido	3	1	0,436	5220	1	0,1	1,6	2,4	0,16	0,24	0,133	0,183	696
(DC) Rocha	3	1	0,436	5220	1	0,1	1	1	0,1	0,1	0,083	0,076	399
(DS) Solo rígido	8	1	0,436	5220	1	0,1	1,6	2,4	0,16	0,24	0,050	0,069	261
(DS) Rocha	8	1	0,436	5220	1	0,1	1	1	0,1	0,1	0,031	0,029	150

ASCE - Saint Louis (Oakville)													
Classe solo	R	I	T (s)	W (kN)	k	F_a	F_v	T_o	T_s	C_s	C_s^{min}	$C_s^{máx}$	H (kN)
(DC) Solo rígido	3	1	0,436	5220	1	1,44	2,25	0,12	0,60	0,14	0,02	0,20	756
(DC) Rocha	3	1	0,436	5220	1	0,90	0,80	0,07	0,34	0,091	0,01	0,071	368
(DS) Solo rígido	8	1	0,436	5220	1	1,44	2,25	0,12	0,60	0,05	0,02	0,07	284
(DS) Rocha	8	1	0,436	5220	1	0,90	0,80	0,07	0,34	0,034	0,01	0,026	138

EUROCODE (Tipo 1)													
Classe solo	q	I	T (s)	W (kN)	λ	α_g	S	T_b	T_c	T_d	S_d	H (kN)	
(DC) Solo rígido	3,6	1	0,484	5220	1	0,1	1,15	0,2	0,6	2	0,08	417	
(DC) Rocha	3,6	1	0,484	5220	1	0,1	1	0,15	0,4	2	0,06	300	
(DS) Solo rígido	5,4	1	0,484	5220	1	0,1	1,15	0,2	0,6	2	0,05	278	
(DS) Rocha	5,4	1	0,484	5220	1	0,1	1	0,15	0,4	2	0,04	200	

Carga permanente por andar: 1740 kN

Carga permanente total: $3 \times 1740 = 5220$ kN

Com o auxílio das expressões apresentadas neste estudo para as três normas, foram obtidos os parâmetros para a análise, apresentados na Tabela 6.

Para as forças cortantes totais na base (H) obtidas em cada análise, foram computadas as distribuições verticais equivalentes. A Tabela 7 apresenta a distribuição calculada para os casos DC. O mesmo procedimento foi adotado para obter a distribuição dos casos DS.

Com os esforços laterais equivalentes calculados, foi gerado um modelo de análise elástica com auxílio do software SCIA Engineer 17 [4], de onde foram obtidos os deslocamentos e os esforços nos elementos estruturais, que estão apresentados na Tabela 9 e na Tabela 10.

5.2 Análise pelo espectro de resposta

Para a análise pelo espectro de resposta, foram utilizados os mesmos parâmetros-base apresentados no subitem anterior, para geração dos espectros de acelerações e, conseqüentemente, dos espectros de deslocamentos. Esses espectros foram inseridos no software SCIA Engineer 17 [4], de onde foram obtidos os deslocamentos e os esforços para a análise comparativa.

A Figura 4 compara os espectros gerados por cada norma, nos dois tipos de fundação admitidos.

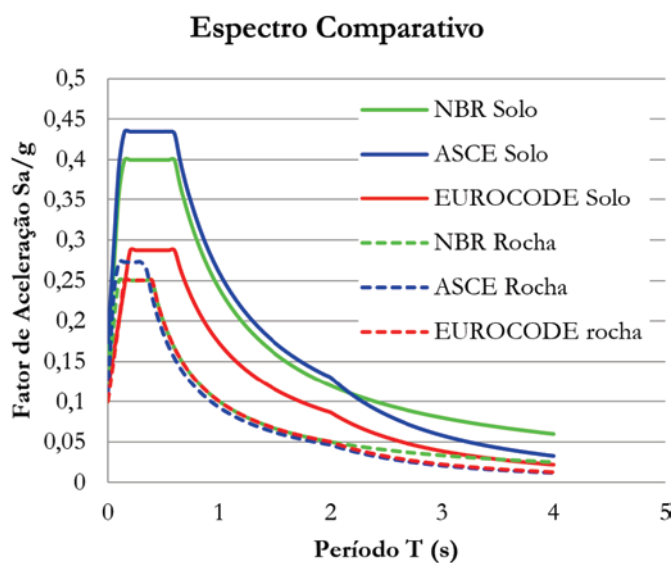


Figura 4 Espectros comparados

Fonte: autor

Tabela 7

Forças distribuídas (solo rígido - DC)

Andar	h_x (m)	W_x (kN)	NBR		ASCE		Eurocódigo		
			F_x (kN)	H_x (kN)	F_x (kN)	H_x (kN)	F_x (kN)	H_x (kN)	
Solo rígido	3	12	1740	348	348	378	378	208	208
	2	8	1740	232	580	252	630	139	347
	1	4	1740	116	696	126	756	69	417
Rocha	3	12	1740	200	200	184	184	150	150
	2	8	1740	133	333	123	307	100	250
	1	4	1740	67	399	61	368	50	300

Foram adotados 10 modos de vibração para realizar a análise espectral. A Tabela 8, que apresenta os 6 primeiros modos do modelo analisado, permite perceber que a utilização de apenas três modos já seria suficiente para atingir 90% de participação de massa em translação na direção analisada (x), entretanto, adotou-se o padrão do programa computacional utilizado.

5.3 Resultados

Abaixo estão apresentados os resultados comparativos das análises

realizadas para o edifício-modelo, por meio do SCIA Engineer, já com a aplicação dos coeficientes de modificação das respostas ("R" e "q") e dos coeficientes de majoração dos deslocamentos ("C_d" e "q"). Os valores apresentados na Tabela 9 e na Tabela 10 não consideram a compatibilização dos esforços e deslocamentos do MER em relação ao MFE, sugeridas no item 4. Aplicando-se as compatibilizações conforme sugerido por cada uma das normas, as respostas para o MER são corrigidas para os valores apresentados na Tabela 11. No estudo de caso analisado, adotando-se um detalhamento estrutural convencional, percebe-se que os coeficientes de ponderação

Tabela 8
Fatores de participação modal

Modo	Frequência circular (ω) [rad/s]	Período [s]	Frequência cíclica [Hz]	Participação de massa de cada modo em relação ao total					
				% translação eixo x	% translação eixo y	% translação eixo z	% rotação eixo x	% rotação eixo y	% rotação eixo z
1	119.322	0,5266	18.991	0,8815	0,0000	0,0000	0,0000	0,1152	0,0000
2	322.666	0,1947	51.354	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,8464
3	349.009	0,1800	55.546	0,0871	0,0000	0,0000	0,0000	0,7666	0,0000
4	533.548	0,1178	84.917	0,0162	0,0000	0,0000	0,0000	0,0434	0,0000
5	983.627	0,0639	156.549	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1022
6	1.570.494	0,0400	249.952	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0245
Somatório				0,9847	0,0000	0,0000	0,0000	0,9252	0,9730

Tabela 9
Resultados das análises – DC

	NBR MFE		NBR MER		ASCE MFE		ASCE MER		EUROCÓDIGO MFE		EUROCÓDIGO MER	
	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha
Desl. (mm)	33,50	19,25	28,50	13,50	36,50	17,75	31,00	12,50	28,80	20,88	24,48	16,20
H base (kN)	62	36	55	27	67	33	60	25	37	27	33	22
Desvio do deslocamento em relação à NBR					9,0%	-7,8%	8,8%	-7,4%	-14,0%	8,5%	-14,1%	20,0%
Desvio da cortante na base em relação à NBR					8,6%	-7,7%	8,8%	-7,2%	-39,9%	-24,7%	-39,9%	-15,5%

Tabela 10
Resultados das análises – DS

	NBR MFE		NBR MER		ASCE MFE		ASCE MER		EUROCÓDIGO MFE		EUROCÓDIGO MER	
	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha
Desl. (mm)	27,50	15,95	23,65	11,55	30,25	14,85	25,85	10,45	29,16	21,06	24,84	16,20
H base (kN)	23	15	21	13	25	15	23	13	25	19	22	16
Desvio do deslocamento em relação à NBR					10,0%	-6,9%	9,3%	-9,5%	6,0%	32,0%	5,0%	40,3%
Desvio da cortante na base em relação à NBR					8,5%	-4,1%	7,1%	-3,5%	6,4%	20,8%	5,3%	22,5%

Tabela 11
Resultados compatibilizados MER

	DC						DS					
	NBR		ASCE		EUROCODE		NBR		ASCE		EUROCODE	
	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha
Desl. (mm)	28,5	13,5	34,6	16,7	24,5	16,2	23,7	11,6	28,7	12,1	24,8	16,2
H base (kN)	55	30	67	33	33	22	21	13	25	15	23	16
Desvio deslocamento			22%	24%	-14%	20%	-	-	21%	5%	5%	40%
Desvio esforço cortante			21%	9%	-40%	-26%	-	-	19%	12%	5%	22%

dos esforços, sugeridos pelo Eurocódigo, são mais favoráveis do que os apresentados pela NBR, além de o espectro europeu ser muito mais brando. Estes fatores, para o caso analisado, permitiram que uma análise pela norma europeia gerasse esforços cortantes na base consideravelmente menores do que os obtidos por meio de uma análise equivalente segundo a NBR. A norma americana, por outro lado, possui coeficientes de ponderação similares aos da NBR, mas registra um espectro de resposta levemente mais carregado. Ainda assim, respeitando as limitações de “C_s” impostas pela ASCE, apresentadas nas equações (20) e (21), que tornam as respostas ligeiramente diferentes das de uma reflexão direta do espectro da norma americana, os resultados são bastante próximos aos obtidos pela NBR para o MFE. Entretanto, com respeito ao MER, os desvios entre a NBR e a ASCE se apresentam bastante mais acentuados, em virtude da exigência da norma americana de que os resultados do MER sejam “escalados” para 100% da cortante na base obtida pelo MFE.

Para o detalhamento estrutural específico sismo-resistente apresentado neste exemplo, os desvios entre a NBR e a ASCE caracterizam-se de forma bastante parecida aos obtidos para um detalhamento convencional. Entretanto, os desvios obtidos com respeito ao Eurocódigo adquirem uma proporção bastante diferente, pois as relações entre os coeficientes de ponderação para cada tipo de detalhamento são significativamente diferentes.

Particularmente para este estudo, independentemente da norma adotada, fica bastante claro que a adoção de um detalhamento sismo-resistente reduz substancialmente os esforços a serem resistidos na base e conseqüentemente nos elementos estruturais sismo-resistentes, muito embora os deslocamentos não sofram alterações tão expressivas.

Os resultados demonstram também que a fundação é uma variável bastante influente nas respostas de uma análise sísmica, inclusive na amplitude das variações obtidas pela análise comparativa.

6. Detalhamentos especiais para estruturas de concreto

O detalhamento sismo-resistente visa a garantir deformabilidade e ductilidade para a estrutura, pois a capacidade de carga em regime plástico de um sistema estrutural, no âmbito do FBD, é superior à sua resistência em regime elástico. Conforme apresentado em Fanella [18], o desempenho dos detalhamentos sismo-resistentes, especificados nas normas, foi guiado de forma empírica e pela observação de elementos em situações reais. Ou seja, com respaldo empírico, as normas afirmam que a utilização dos padrões específicos de detalhamento sugeridos garante que a estrutura terá desempenho mais dúctil, quando submetida a carregamentos sísmicos, permitindo assim, a adoção de coeficientes de modificação de resposta mais favoráveis.

A ABNT NBR 15421:2006 [1] não esclarece de nenhuma forma quais são os critérios adotados para que uma estrutura possa ser considerada como detalhada especificamente ao sismo. AASCE/SEI 7 [3] juntamente com o ACI 318 [9] e o Eurocódigo 8 [2] apresentam uma série de considerações complementares que devem ser seguidas para garantir um desempenho sísmico adequado para as estruturas. A seguir, estão apresentadas algumas dessas considerações:

Os elementos, sempre que possível, devem ser governados por flexão, ao invés de cisalhamento; os pilares devem ser mais resistentes do que as vigas, e as regiões de juntas entre elementos devem ter resistência superior aos próprios elementos. Deve-se, também, considerar sobrecargas, inversão de carregamentos e impacto.

A resistência mínima exigida para o concreto é de $f_{ck} = 20$ MPa, sendo que algumas normas sugerem que, para edifícios com mais de quatro pavimentos, seja adotado $f_{ck} > 25$ MPa; portanto, idealmente, deve-se adotar para qualquer estrutura detalhada ao sismo, f_{ck} superior a 25 MPa.

Para elementos projetados para flexão simples (vigas) em que a tensão normal não seja superior a $0,1 f_{ck}$, as seguintes condições devem ser atendidas:

- $b > 0,3D$, sendo (b) e (D) respectivamente a menor e a maior dimensão da seção transversal;
- $b > 0,25cm$ (garantir confinamento do concreto interno);
- $D < 25\%$ do vão (evitar comportamento de viga parede);
- $b < 3C_2$ ou $b < C_2 + 1,5C_1$ (onde C_1 e C_2 são as dimensões longitudinais e transversais do pilar de apoio, respectivamente);

$$As, min = 0,25 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b \times D \geq 1,4 \frac{b \times D}{f_{yk}} \quad \text{sendo } b \text{ e } D \text{ dados em}$$

centímetros e f_{ck} e f_{yk} em MPa (para o edifício-modelo deste estudo a armadura mínima seria aproximadamente duas vezes a adotada pela NBR 6118);

- taxa de armadura $< 2,5\%$
- $A_{s,inf}$ ancorada no apoio $> 0,5A_{s,sup}$ ancorada no apoio;
- a armadura em qualquer região da viga ($A_{s,min}$) não pode ser inferior a 25% da maior parcela de armadura necessária calculada ($A_{s,maior}$), conforme a expressão: $A_{s,min} > 25\% A_{s,maior}$;

Para a armadura transversal, devem ser adotados os seguintes critérios mínimos:

- traspasse envolvido por estribos de espaçamento máximo: $\frac{d}{4}$ ou $10cm$ (o menor valor);
- barras longitudinais sem proteção de um canto de estribo distante no máximo $15cm$ de uma barra com proteção;
- estribos com ganchos de 45° internos e ponta reta superior à: $6\Phi_t$ ou $8cm$ (o maior valor);
- em elementos onde a tensão normal total for inferior a $0,05 f_{ck}$ e a parcela do esforço cortante proveniente do carregamento sísmico for superior à 50% do restante da força cortante no elemento, este deverá ser dimensionado, tomando-se a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao modelo de treliça (V_t) igual a zero;
- os traspases não poderão ser posicionados em regiões de provável escoamento da armadura longitudinal, ou seja, deve-se evitar traspases no meio dos vãos e em regiões distantes da face do pilar até duas vezes a altura da viga, região de ocorrência de rótulas plásticas;
- o espaçamento máximo dos estribos deve ser inferior a: $\frac{1}{4}D$, $6\Phi_L$ ou $\left(10 + \frac{35 - S_t}{3}\right)$ (medidas em cm), onde S_t é o
- espaçamento transversal dos tramos do estribo;
- os estribos devem ser fechados ou, no máximo, um estribo em

“U” complementado por um chapéu, todos possuindo ganchos com 45° internos;

- o primeiro estribo deve estar a uma distância não superior a 5 cm da face do apoio.

Para elementos projetados para flexão composta (pilares) em que a tensão normal é superior a $0,1 f_{ck}$, as seguintes condições devem ser atendidas:

- $b > 0,4D$ sendo (b) e (D) respectivamente a menor e a maior dimensão da seção transversal;
- $b > 30\text{cm}$;
- o somatório do momento mínimo aplicado em um nó do pilar deve ser superior à 6/5 do somatório dos momentos resistentes das vigas que compõem o nó (caso essa condição não seja satisfeita, a rigidez do elemento deve ser desprezada na análise sísmica);
- quantidade de armadura adotada de forma que $1\% < A_s < 6\%$;
- traspasse obrigatoriamente na região central do elemento;
- diâmetro mínimo dos estribos 10 mm;
- ganchos com ponta reta superior a $6\Phi_t$ ou 8 cm (maior);
- barras longitudinais sem proteção de um canto de estribo distante no máximo 15 cm de uma barra com proteção;
- cada barra alternada deve possuir a proteção de um canto de estribo;
- o espaçamento entre cada tramo transversal do estribo deve ser inferior a 35 cm;
- cobrimento inferior a 10 cm (quando não for possível, estribos adicionais com espaçamento inferior a 30 cm devem ser dispostos para proteção do cobrimento);
- a ancoragem da base do pilar deve ser integralmente protegida pela armadura transversal;
- dimensionamento a cortante com $V_c=0$ nas regiões distantes do apoio de:
 - $2 \times$ maior dimensão transversal;

$\frac{1}{6}$ comprimento do vão;

ou 45cm.

- o espaçamento máximo dos estribos deve ser inferior a: $\frac{1}{4}D, 6\Phi_L$

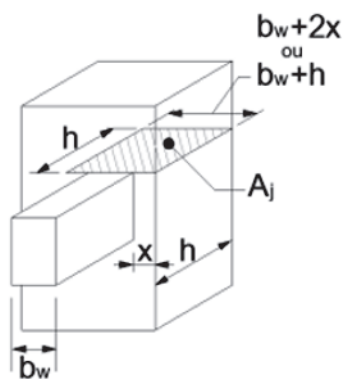


Figura 5

A_j em nó de pórtico

Fonte: Galvão [10]

ou $\left(10 + \frac{35 - S_t}{3}\right)$ (medidas em cm), onde S_t é o

espaçamento transversal dos tramos do estribo;

Para nós de pórtico:

- admitir tensão de escoamento = $1,25 f_{yk}$ (garantir que a armadura irá escoar e formar uma rótula plástica);
- estender a ancoragem até a extremidade do pilar;
- ancoragem de boa aderência = $2 \times ldh$, ancoragem de má aderência = $3,5 \times ldh$; onde ldh é o comprimento de ancoragem necessário para uma barra com gancho;
- comprimento de ancoragem fora do confinamento deve ser multiplicado pelo fator 1,6;
- para vigas que terminam em pilares, dimensão do pilar $> 20\Phi_L$ da viga;
- armadura transversal do pilar deve atravessar o nó;
- adicionalmente, quando a seção da viga for maior que a do pilar, a armadura transversal da viga também deverá atravessar o nó;
- esforço cortante no nó inferior a (kN):

para nós confinados nas quatro faces: $1,7\sqrt{f_{ck}} \times A_j$;

para nós confinados em três faces: $1,2\sqrt{f_{ck}} \times A_j$;

para demais casos: $1,0\sqrt{f_{ck}} \times A_j$.

sendo f_{ck} dado em MPa e A_j (em metros quadrados) determinado pela Figura 5.

Um exemplo de detalhamento convencional em comparação com um detalhamento especial sugerido pela norma americana pode ser visto na Figura 6. Para o exemplo, considerou-se, de forma simplificada, o dimensionamento de uma das vigas do modelo apresentado no trabalho, com as seguintes cargas: peso próprio; carregamentos sísmicos; 3,5 kN/m² de cargas permanentes adicionais ao peso próprio; 5,0 kN/m² de sobrecargas acidentais.

7. Conclusões

- Apesar de a ABNT NBR 15421:2006 [1] ser baseada em uma norma americana antiga – UBC [7], ela apresenta resultados aceitáveis para as condições sísmicas atuais no Brasil. Entretanto, em um mundo globalizado e sendo o Brasil tão próximo a outras regiões de alta sismicidade na América do Sul, uma norma mais completa e com conceitos mais atualizados, como as demais apresentadas, seria mais adequada.
- A NBR imprime um grande enfoque na aplicação do MFE, entretanto, a aplicação de um método mais aprimorado (como o MER ou análises não lineares) poderia gerar soluções interessante mais econômicas, muito embora a norma americana não permita reduções muito expressivas em relação ao MFE.
- A utilização de um detalhamento específico sismo-resistente para regiões de alta sismicidade gera uma redução bastante considerável nos esforços de cálculo, por meio dos coeficientes de modificação de resposta, podendo levar a situações economicamente mais favoráveis, conforme apresentado na Tabela 9 e na Tabela 10, além de serem detalhamentos mais adequados à segurança e à durabilidade da obra. Apesar

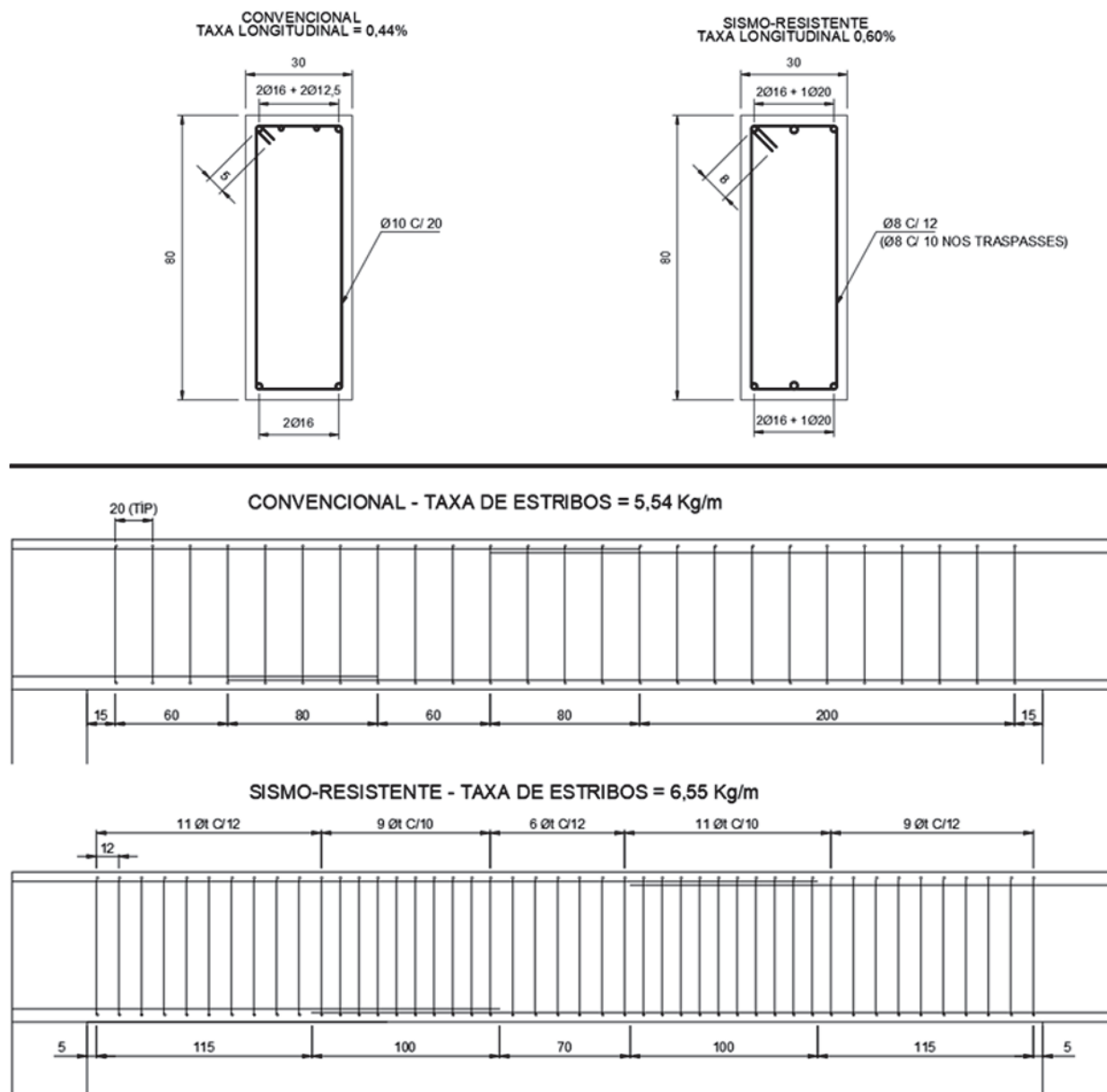


Figura 6
Comparativo de detalhamento convencional com detalhamento específico sismo-resistente

disso, a NBR não especifica quais os detalhamentos que caracterizam um bom projeto sismo-resistente, sendo necessário buscar referências em normas internacionais.

- 4) Para o edifício-modelo analisado, os resultados comparados foram bastante diferentes entre as normas. Os parâmetros utilizados para definição dos espectros de projeto e, conseqüentemente, das forças atuantes são bastante diferentes, além das limitações impostas por cada norma e dos coeficientes de ponderação. Apesar disso, os resultados possuem uma mesma ordem de grandeza, sendo, portanto, adequados para a finalidade a que se propõem.
- 5) Apesar do MER nem sempre gerar resultados mais favoráveis do que o MFE, a utilização de modelos tridimensionais

e modelagens mais precisas permite capturar de forma mais adequada imperfeições e irregularidades nas estruturas, o que geralmente retorna resultados mais precisos. Novos estudos de casos devem ser estudados, de forma a representar uma maior variedade de sistemas e disposições estruturais, permitindo, assim, relacionar melhor as divergências e similaridades entre as respostas dos métodos analisados para cada instrução normativa.

8. Agradecimentos

O segundo e o terceiro autores manifestam seu reconhecimento

ao CNPq, pelas bolsas de produtividade em pesquisa referentes aos processos 32757/2013-9 e 306355/2017-5 respectivamente.

9. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15421:2006: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos. 1 ed. Rio de Janeiro: 2006.
- [2] EUROCODE 8. EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance – General rules, seismic actions and rules for buildings. Commission of the European Community, 2010.
- [3] AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. ASCE/SEI 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 16. Virginia: Structural Engineering Institute, 2016.
- [4] SCIA Engineer, Version 17.0. Nemetschek Group software, 2017. Accessible through: <https://www.scia.net>
- [5] ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. 92 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- [6] U.S. Seismic Design Maps. USGS, 2018. Accessible through: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>
- [7] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. UBC: Volume 2. Whittier, California: 1997.
- [8] LIMA, Silvio de Souza; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. Análise dinâmica das estruturas. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. 11 ed. Farmington Hills, 2011. 503 p.
- [10] GALVÃO, Pedro Ivo Ishakewitsch. Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sismo-resistente de edifícios em concreto armado no Brasil. 2013. 119 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013
- [11] PARISENTI, Ronaldo. Estudo de análise dinâmica e métodos da ABNT NBR 15421:2006 para projeto de edifícios submetidos a sismos. 219 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- [12] UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (São Paulo). Secretaria Estadual de Educação. Mapa de risco de tremores de terra no Brasil. Accessible through: < <http://jornal.usp.br/tv-usp/usp-atualiza-mapa-de-risco-de-tremores-de-terra-no-brasil/>>. Acesso em: 04 fev. 2018.
- [13] FARDIS, Michael N. et al. Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8. Londres: Crc Press, 2015.
- [14] SANTOS, Sergio Hampshire C.; LIMA, S. S.; ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas para o projeto sísmico de estruturas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 5, n. 6, p.812-819, dez. 2012.
- [15] SANTOS, Sergio Hampshire de C. et al. Comparative Study of Codes for Seismic Design of Structures. Mathematical Modelling in Civil Engineering, v. 9, n. 1, p.1-12, 1 mar. 2013.
- [16] DHANVIJAY, Vinit; TELANG, Deepa; NAIR, Vikrant. Comparative Study of Different Codes in Seismic Assessment. Comparative Study of Different Codes in Seismic Assessment, v. 2, n. 4, p.1371-1381, jul. 2015.
- [17] SANTOS, Sergio Hampshire C. et al. Comparative Study of a Set of Codes for the Seismic Design of Buildings. In: IABSE SYMPOSIUM, 39th., 2017, Vancouver. Engineering the Future. Vancouver, 2017.
- [18] FANELLA, David A. Flexural Members of Special Moment Frames. In: FANELLA, David A. Seismic Detailing of Concrete Building. Illinois: Portland Cement Association, 2000. p. 5.

Volume 12, Number 5
October 2019
ISSN: 1983-4195

Contents

<i>Nonlinear numerical analysis of composite slabs with steel decking</i> A. R. SILVA and P. B. SILVA	972
<i>Nonlinear static analysis of a pile-supported wharf</i> E. ZACCHEI, P. H. C. LYRA and F. R. STUCCHI	998
<i>Experimental study of reinforced masonry beams</i> J. S. CAMACHO, L. F. CONTADINI and G. A. PARSEKIAN	1010
<i>Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete frame-braced buildings</i> R. J. ELLWANGER	1034
<i>Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills</i> G. M. S. ALVA and G. A. MONTANDON	1058
<i>Reliability of reinforced concrete beams designed in accordance with Brazilian code NBR-6118:2014</i> M. SCHERER, I. B. MORSCH and M. V. REAL	1086
<i>Study of the influence of compressive strength concrete on columns during the design of a multi-floor building</i> G. M. FREGONEZI, W. W. WUTZOW and R. D. VANDERLEI	1126
<i>Assessment of concrete anisotropy by means of compression and indirect tensile tests</i> L. E. KOSTESKI, E. MARANGON and J. D. RIERA	1148
<i>Experimental evaluation on the structural behavior of truss shear connectors in composite steel-concrete beams</i> W. C. S. BARBOSA, L. M. BEZERRA, L. CHATER and O. R. O. CAVALCANTE	1157
<i>About the use of semi-continuity in simply supported composite steel and concrete beams, to remove fireproof coatings for standard-fire resistance requirement of less than 30 minutes</i> L. C. ROMAGNOLI and V. P. SILVA	1183
<i>Contribution to hierarchical modeling in tunnel design practice</i> B. S. DZIALOSZYNSKI and F. R. STUCCHI	1205
<i>Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures</i> R. A. RODRIGUES, C. E. N. MAZZILLI and T. N. BITTENCOURT	1220