REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 12, Number 6 December, 2019 ISSN 1983-4195



Contents

Stabilized mortar with air incorporator agent and plasticizer set retarder: performance measurement A. SCHACKOW, A. K. FERRARI, C. EFFTING, V. O. ALVES and I. R. GOMES

Consumption of superplasticizer admixture for different cements and their binder efficiency R. T. CECEL, P. C. R. A. ABRÃO, F. A. CARDOSO and V. M. JOHN

Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures W. C. SANTIAGO, H. M. KROETZ and A. T. BECK

Experimental investigation on shear resistance of self-consolidating concrete beams G. SAVARIS and R. C. A. PINTO

On the use of parameter gz in fire situation E. A. K. NACCACHE, I. PIERIN and V. P. SILVA

Revised formula for predicting the long-term deflection multiplier of normal and high strength concrete M. H. MUHAISIN, A. R. JAWDHARI and H. K. AMMASH Aerodynamic effects on a high slenderness concrete chimney M. LOREDO-SOUZA, M. M. ROCHA, M. G. K. OLIVEIRA and P. GRALA

Effect of nano-silica on Portland cement matrix T. M. MENDES and W. L. REPETTE

Study about concrete with recycled expanded polystyrene C. H. R. CARVALHO and L. A. C. MOTTA

Proposal of a new system to classify possible damages in piles partially reinforced considering the results of low strain integrity tests R. P. S. PASQUAL, A. C. M. KORMANN and T. F. DE SOUZA JUNIOR

Optimized dimensioning of steel-concrete composite beams A. R. SILVA and T. A. RODRIGUES

Numerical analysis of torsional tangent rigidity of reinforced concrete waffle slab C. C. NUNES





Cover: Casa da Música, Porto, Portugal

Courtesy: M. NORONHA, UNICAMP, CAMPINAS, BRAZIL



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

IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto Founded in 1972

R. Julieta do Espirito 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)

Osvaldo 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

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Stabilized mortar with air incorporator agent and plasticizer set retarder: performance measurement	
A. SCHACKOW, A. K. FERRARI, C. EFFTING, V. O. ALVES and I. R. GOMES 1248	;
Consumption of superplasticizer admixture for different cements and their binder efficiency R. T. CECEL, P. C. R. A. ABRÃO, F. A. CARDOSO and V. M. JOHN	
1260	
Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures W. C. SANTIAGO, H. M. KROETZ and A. T. BECK	
1288	8
Experimental investigation on shear resistance of self-consolidating concrete beams G. SAVARIS and R. C. A. PINTO	
1305	
On the use of parameter γ _z in fire situation E. A. K. NACCACHE, I. PIERIN and V. P. SILVA	
1327	,
Revised formula for predicting the long-term deflection multiplier of normal and high strength concrete M. H. MUHAISIN, A. R. JAWDHARI and H. K. AMMASH	
1345	•
Aerodynamic effects on a high slenderness concrete chimney M. LOREDO-SOUZA, M. M. ROCHA, M. G. K. OLIVEIRA and P. GRALA	
1353	
Effect of nano-silica on Portland cement matrix T. M. MENDES and W. L. REPETTE	
1383	
Study about concrete with recycled expanded polystyrene C. H. R. CARVALHO and L. A. C. MOTTA	
1390	
Proposal of a new system to classify possible damages in piles partially reinforced considering the results of low strain integrity tests R. P. S. PASQUAL, A. C. M. KORMANN and T. F. DE SOUZA JUNIOR	
1408	6
<i>Optimized dimensioning of steel-concrete composite beams</i> A. R. SILVA and T. A. RODRIGUES	
1428	
Numerical analysis of torsional tangent rigidity of reinforced concrete waffle slab C. C. NUNES	
1454	ł.

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

Um nota técnica é um manuscrito curto. Deve apresentar uma nova linha de pesquisa, desenvolvimento ou aplicação tecnológica nas áreas de Estruturas de Concreto e Materiais, e Construção Civil. Esta é uma oportunidade a ser utilizada por indústrias, empresas, universidades, instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que desejem promover seus trabalhos e produtos em desenvolvimento. As instruções para submissão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON.

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

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

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 Nélson Covas César Henrique Sato Daher Luiz Carlos Pinto da Silva Inês Laranjeira da Silva Battagin Antonio Laranieiras Enio Pazini Figueiredo Geraldo Cechella Isaia Mário Willian Esper

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo FURNAS Centrais Elétricas S.A. LAFARGE HOLCIM CNO – Construtora Noberto Odebrecht ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda. ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem GERDAU

Conselheiros Permanentes

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

Um nota técnica é um manuscrito curto. Deve apresentar uma nova linha de pesquisa, desenvolvimento ou aplicação tecnológica nas áreas de Estruturas de Concreto e Materiais, e Construção Civil. Esta é uma oportunidade a ser utilizada por indústrias, empresas, universidades, instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que desejem promover seus trabalhos e produtos em desenvolvimento. As instruções para submissão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON.

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



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Stabilized mortar with air incorporator agent and plasticizer set retarder: performance measurement

Desempenho de argamassa estabilizada com aditivo incorporador de ar e plastificante retardador de pega











A. SCHACKOW a* adilson.schackow@udesc.br https://orcid.org/0000-0003-2561-5231

A. K. FERRARI a anakaroliny_3@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-4376-2374

C. EFFTING a carmeane.effting@udesc.br https://orcid.org/0000-0001-5457-5457

V. O. ALVES * vitoralves18@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-4830-3006

I. R. GOMES a itamar.gomes@udesc.br https://orcid.org/0000-0002-2663-9123

Abstract

This study aims to develop three stabilized mortars to masonry using air entraining agents and settling retardant plasticizer to compare with a conventional mortar with lime. It was analyzed consistency index, specific gravity, air entrained content, water retentivity, setting time through the heat of hydration, mortar shrinkage/expansion, compressive strength, resistance to sulphate and tensile strength in bonding. The results exhibited that the presence of the settling retardant plasticizer affected the consistency index making the mortar more workable for a longer time. The presence of additives made the stabilized mortars lighter with lower mass density and higher incorporated air content. The presence of high water retentivity in the conventional mortar while the setting retardant plasticizer improved the water retentivity in the stabilized mortars. The initial setting time of the stabilized mortars occurred after approximately 50 hours. Conventional mortar exhibited better compressive strength, while the excess of additives can affected negatively this property in the stabilized mortars proved to be less resistant to sulphate attack. Tensile strength in bonding was better in a stabilized commercial mortar tested.

Keywords: stabilized mortar, brickwork and masonry, materials technology, sustainability.

Resumo

Este estudo tem como objetivo desenvolver três argamassas estabilizadas para alvenaria com aditivo incorporador de ar e plastificante retardador de pega para comparar com uma argamassa convencional com cal. Foi analisado o índice de consistência, a massa específica, o teor de ar incorporado, a retenção da água, o tempo de pega através do calor de hidratação, a retração/expansão da argamassa, a resistência à compressão, a resistência ao sulfato e a resistência de aderência à tração. Os resultados mostraram que a presença do plastificante retardador de pega afetou o índice de consistência, tornando a argamassa trabalhável por mais tempo. A presença de aditivos tornou as argamassas estabilizadas mais leves, com menor densidade e maior teor de ar incorporado. A presença da cal proporcionou alta retenção de água na argamassa convencional, enquanto o plastificante retardador de pega melhorou a retenção de água nas argamassas estabilizadas. O tempo inicial de pega das argamassas estabilizadas o correu após aproximadamente 50 horas. A argamassa convencional perdeu sua trabalhabilidade rapidamente após 2 horas. Na argamassa convencional, ocorreu retração, enquanto que nas argamassas estabilizadas houve expansão. A argamassa convencional apresenção de aditivos pode ter afetado negativamente essa propriedade nas argamassas estabilizadas. A argamassa convencional amostrou-se menos resistente ao ataque por sulfato. A resistência de aderência à tração foi melhor na argamassa convencional de estabilizadas.

Palavras-chave: argamassa estabilizada, alvenaria, tecnologia de materiais, sustentabilidade.

* State University of Santa Catarina, Center of Technological Sciences, Department of Civil Engineering, Joinville, SC, Brazil.

Received: 06 Dec 2017 • Accepted: 02 Nov 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introduction

The stabilized mortar is an industrialized damp cement-based mortar that is ready for use and remains workable for up to 72 hours after it is made. To promote the retardation of the handle setting time, the manufacturers introduce retarding additives and air incorporator so that their characteristics are preserved for a predefined period of time.

In an engineering project, mainly in the implementation phase of the enterprise, the mortar is considered one of the most wasted items, influencing the workers' productivity and the waste generated. Therefore, the development of a stabilized mortar that is workable for a longer time, that reduces waste and that improves productivity can be an alternative (Shmid, 2011 [1]).

In order to promote increased duration of the handle setting time, Carasek (2010) [2] states that hydration inhibiting additives and air incorporator additives are used to give the mortar better workability and reduction of kneading water. Companies that market stabilized mortar indicate that a layer of water up to 1 cm should be maintained on the surface of the product when it is not being used, thus avoiding a decrease in stability.

The stabilized mortar is dosed in plants, transported and mixed in concrete mixer trucks, similarly to machined concretes. After arriving on the work, it is stored in specific containers of about 250-350 liters (Paulo, 2006 [3]). The mortar should not be exposed to sunshine, wind or other conditions that cause premature water loss. In addition, as it is additivated, Carasek (2010) [2] emphasizes the importance of the mixing time and the air content of the mortar, which must be controlled, thus providing the quality of the product. Stabilized mortar can be used for laying, plaster and parget, regularization of floors and waterproofing, among other uses.

Macioski (2014) [4] points out that much of the literature on this mortar deals with the advantages of stabilized mortar in the process of work productivity, and that there are few studies that go much deeper into technical aspects of material evaluation and dosage studies. Suppliers, in turn, do not disclose any information about product development, stating only that it meets current standards. Thus, there are practically no published articles presenting technical aspects and dosage studies of stabilized mortar. Thus, this study aims to contribute by disclosing the results found in a series of experiments in stabilized mortars seeking to measure characteristics such as consistency index, water retentivity, setting time, compressive strength, dimensional charges, sulphate attack, among others.

This dimensional variation depends on several parameters such as concrete composition, quality of its components, size of elements and curing conditions (Itim et al., 2011 [5]). There are several studies on retraction in mortars, including several types of residues, such as flywheels, ceramics, construction waste, glass, among others (Itim et al., 2011 [5], Zhang et al., 2015 [6], Messan et al., 2011 [7], Cheah and Ramli, 2012 [8], Hasegawa et al., 2014 [9]). But there are no studies showing the retraction/expansion of mortars stabilized as presented in this study. A recent study (Fujiwara et al., 2017 [10]) showed that using urea solution to soak mortar could reduce drying shrinkage. When the urea solution concentration is higher, the effect is better. The study also showed that the

application of water (spray) worsens the retraction in relation to not applying anything at all.

Conductive microcalorimetry is a powerful tool to investigate the kinetic properties of rapid chemical reactions and physical processes involving considerable thermal changes, and it has achieved wide application in many fields (Pytel, 2004 [11], Lootens and Bentz, 2016 [12]). The physical properties of a hydrating paste also influence the setting when it occurs (Watts and Ferraro, 2017 [13]). The water to cement ratio has the greatest effect, since the amount of water is reduced, the distance between particles and the time required for them to become interconnected decrease (Sant et al., 2009 [14]). The size of the particles also influence the rate at which hydration progresses; a fine particle size increases the available surface area for reaction to occur, thus accelerating the setting set (Neville, 2016 [15], Zhang et al., 2013 [16], Wenk, 2008 [17]).

The stabilized mortar, already dosed in central, needs no place for storage of the constituent materials. No labor is required for production at the work. For Silva (2008) [18], as they are products that already come with a technological control of the factory, there are less chances of committing errors of dosage and waste of materials in the construction site, which directly affects the quality and the final cost of the enterprise.

For this type of mortar, greater planning is required, since it is necessary to schedule deliveries, storage at the work and application.

2. Materials and experimental program

Portland cement CP II Z-32 (Brazilian Portland Cement Society) was used, Table 1. Four types of sand from the Northern Region of Santa Catarina State rivers (Brazil) were previously determined. Features such as granulometry (fineness modulus, maximum diameter), specific mass and unit mass of the four types of sands were evaluated. Thus, the most suitable sand to be used in stabilized mortar for the execution of the mixtures was determined. A previous study used sand with a fineness modulus of 1.68 for stabilized mortar [19]. Manufacturers of stabilized mortar additives also recommend fineness modulus of about 1.7 for sand. Thus, the studied sand 1 was chosen to perform all the mixtures of this study, since it presented fineness modulus of 1.75.

Two types of chemical additives were used: An air incorporator additive for mortar dosed in central and a handle retarder plasticizer

Table 1

Chemical composition of Portland cement

	Chemical composition (wt.%) CP II - Z - 32
Al ₂ O ₃	6.77
CaO	52.79
Fe ₂ O ₃	3.15
MgO	4.15
SiO ₂	22.41
SO ₃	2.79
$(K_2O + Na_2O)^*$	0.78
Loss on ignition	5.00

* Alkali equivalent, which can form expansive compounds

Table 2

Specifications of the additives used

Paramotors	Air entraining Plasticizer		Characteristic	Result (%)
Fulumeleis	agent	set retarder	Loss on fire	24.1
Appearance	Liquid	Liquid	Total oxides (CaO + MgO)	96.0
Color	Brown reddish	Brown reddish	Carbon dioxide anhydride CO_2	5.6
pH at 25 °C	10.62	7.16	Non-hydrated total oxides	14.5
Specific weight	1.01	1.17	Granulometry # 30 (0.60mm)	0.0
(g/cm) Solids contant (%)	5.02	29 50	Granulometry # 200 (0.075mm)	12.0
	5.05	30.02	Humidity	0.0

Table 3

additive for mortar dosed in central. Table 2 contains technical data for each additive supplied by the manufacturer.

The lime used in the application of conventional mortar was the hydrated type CH-III (Brazilian Association for Technic Standards). Table 3 presents some features provided by the manufacturer. The water used was obtained by the local water company at a temperature of approximately 23°C.

Hermann and Rocha (2013) [19] used mixtures with a ratio of 1: 5.75 in their study. Keller and Lovato (2016) [20] used mixtures with a ratio of 1: 4.5. Both studies have found results that may be considered adequate considering their application and mechanical strength. Thus, for the study of stabilized mortar for ceramic masonry laying, three mixtures were prepared: 1: 6 (cement: sand, by volume) using 0.5% air incorporator additive and 0.8% handle retarder plasticizer additive, 1: 6 with 0.5% air incorporator additive and 1.5% handle retarder plasticizer additive, and also 1: 4.5 with 0.5% air-incorporator additive.

For comparison, a conventional mortar with 1:1.5:6 mixture (cement: lime: sand) was also made. From this was used the mixture, by mass, of 1:1.042:8, without adding additives. The chosen water/cement factor was 1.6. The used sand moisture was 5.5%. To measure the stabilized mortar, the same procedure was followed as for conventional mortar, converting from volume to mass, removing the lime and adding the additives. The amount of materials used in each mixture is given in Table 4.

2.1 Tests performed on fine aggregates

For the determination of the granulometric composition, the stan-

Table 4

Fresh mortars formulations

dard NBR NM 248 (ABNT, 2003 [21]) was used. The Maximum Characteristic Dimension (MCD) and the Fineness Module (FM) were determined. The specific mass of the aggregates was deter-

Physical and chemical characteristics of the lime CHIII

2.2 Tests performed on mortars

mined as per NBR NM 52 (ABNT, 2009 [22]).

The preparation of the mortar was as per NBR 16541 (ABNT, 2016a [23]).

The determination of the consistency index was determined following the specifications of NBR 13276 (ABNT, 2016b [24]). The purpose of this test is to evaluate the workability of the mortar. After the mortar was prepared, the frustoconical was filled in three successive layers, with approximately equal heights and 15, 10 and 5 strokes being applied with the socket. The shadings of the mortar in the frustoconical were made with a metallic ruler. The mold was removed and then the crank of the table was activated so that the table would fall 30 times in 30 seconds evenly. Then, the mortar spreading on the table was measured with a pachymeter. Three measurements of the diameter were recorded. The mean of the three measurements expressed in millimeters is the consistency index.

The mass density and the incorporated air content were determined following NBR 13278 (ABNT, 2005b [25]). Immediately after its preparation, a rigid cylindrical vessel with volume of 400 cm³ was molded into three uniform layers. Twenty blows were applied on the mortar along its perimeter in the vessel. After filling, three drops of the container with a height of approximately 3 cm were made so that there were no voids between the mortar and the wall of the container. Finally, the bowl was scraped with a spatula, with

Mixture components (to produce about 2.5 liters)	Convencional mortar	Stabilized mortar 1	Stabilized mortar 2	Stabilized mortar 3
In volume	1:1.5:6	1:6	1:6	1:4.5
In mass	1:1.042:8	1:8	1:8	1:6
Portland cement (g)	414.87	414.87	414.87	414.87
Lime (g)	432.29	-	-	-
Sand (g)	3318.96	3318.96	3318.96	2489.22
Water* (g)	661.59	373.38	269.25	203.56
Air entraining agent (g)	-	2.07 (0.5%)	2.07 (0.5%)	2.07 (0.5%)
Setting retardant plasticizer (g)	-	3.32 (0.8%)	6.22 (1.5%)	3.32 (0.8%)
Water to cement ratio	1.60	0.90	0.65	0.50

* Considering sand humidity of 5.5 %wt.

back-and-forth movements. After this procedure, the mold mass was weighed. The density calculation was then calculated by equation 1:

$$d = \frac{M_c - M_v}{V_t} \times 100 \tag{1}$$

Where: Mc = mass of the cylindrical vessel with mortar (in grams); Mv = mass of the empty cylindrical vessel (in grams); Vt = volume of the cylindrical vessel (in cm³).

Then, the content of air incorporated in the mortar was calculated in percentage by equation 2.

$$A = \left(1 - \frac{d}{d_t}\right) \times 100 \tag{2}$$

Where: d = density of the mortar (in cm³); dt = theoretical density of the mortar (in cm³).

The water retention capacity of each mortar was measured as per NBR 13277 (ABNT, 2005a [26]). The mortar was placed in a paper filter dish over the Buchner funnel and a suction force of 51 mmHg was applied to the assembly with the aid of an electric motor for 15 minutes. The water retention capacity (Ra) was measured through equations 3 and 4.

$$R_a = \left[1 - \frac{(m_a - m_s)}{AF(m_a - m_v)}\right] \tag{3}$$

$$AF = \frac{m_w}{m + m_w} \tag{4}$$

Where m_a is the mass of the joint with mortar; m_s is the mass of the assembly after suction; m_v is the mass of the empty assembly; *AF* is the water / fresh mortar factor; m_w is the total mass of water added to the mixture, in grams; *m* is the sum of the masses of the anhydrous components, in grams.

Handle duration analysis is very important for stabilized mortar, as the longer working time (which is actually the purpose of this mortar) can be measured by the heat of hydration of the cement in the mixture. Handling time can be measured by the method of penetrating a needle into the paste or by the cement hydration heat. In this study, a calorimeter in a semi-adiabatic method was used through the monitoring of temperatures by duration. The data acquired by the calorimetry test defines the behavior of the evaluated material for the setting and end time of handle. The purpose of the test is to evaluate the performance of mortars due to their variable amount of handle retardant additive. The amount of mortar used was enough to fill an EPS container with volume of 1 dm² able to accommodate the calorimeter receivers. This container was placed inside a larger EPS box (40 x 40 x 50 cm³) to simulate a semi-adiabatic condition. The calorimetry apparatus has eight sample inlet channels, equipped with thermocouples at its ends (Figure 1). The k-type thermocouples were connected at a calorimeter model IP-7018 and the software Impaclog 08 was used. The error of the temperatures measured was 0.05%.

The determination of the start and end time of handle were established due to the temperature variation of the mortar presented by the calorimetric curve and numerical values generated from the software data. The mortars remained in the equipment for up to 2 days. The stabilized mortars received a 1 cm film of water on the surface to remain in the stabilized state. The temperature inside the laboratory remained at 23°C (with air conditioner connected intermittently) so that there was no great variation of temperature due to the environment outside the box where the samples were located.

The determination of the dimensional variation of the mortars (retraction or expansion) was measured as per NBR 15261 (ABNT, 2005 [27]). 25 x 25 x 250 mm³ specimens were prepared containing pins at their ends used to place the specimen in the measuring equipment with a resolution of 0.001 mm.



Figure 1 Mortar samples during calorimeter test



Figure 2 Equipment used for measuring the length of mortar bars



Figure 3 Equipment used in the test of tensile strength in the mortars bonding

The molding was performed in two layers, applying 25 strokes per layer, to obtain a homogeneous specimen. The specimens remained in the mold for 48 hours covered with PVC film. After deforming, the length readings were performed at 1, 7 and 28 days (Figure 2). The dimensional variation was calculated by equation 5.

$$\varepsilon_i = \frac{L_i - L_0}{0.25} \tag{5}$$

Where: ϵ_i is the measure of dimensional variation, characterized as retraction (when negative) or expansion (when positive), in age "i", in mm/m; L_i is the reading taken at the final age, in mm; L_0 is the reading after deformation, in mm; "i" is the reading age.

The compressive strength of the mortar was calculated as per NBR 13279 (ABNT, 2005c [28]). After the preparation of the mortar, specimens of 40 x 40 x 160 mm³ were molded. The mold was filled in 2 layers, and each layer was submitted to 30 falls through the binder table by falling. The specimens were scratched with a metal

Table 5

Experimental program and test methods

ruler. The mortars remained in the mold for 48 hours and were then demoulded for compression at the age of 28 days.

The sulphates resistance test also followed the procedure described in the literature (Rodrigues, 2004 [29], ASTM, 2004 [30]), using 14 days aged dried specimens and successive 2h immersion cycles in a sodium sulphate solution at 5% (125 g of sodium sulphate in 2.5 dm³ of water). After each immersion, specimens were dried at 90±5 °C for 21.5 h and then cooled for about 30 minutes, then the mass was measured. The pH solution (measured with a paper strip color indicator) remained constant at about 8.

The tensile strength test of the mortars was performed as per NBR 13528 (ABNT, 2010 [31]). The equipment used in the tensile strength test was a digital traction dynamometer (Figure 3), which allows continuous load application. 50 mm diameter pastilles and glue based on epoxy resin of high adhesion were used, with a thickness of about 2 mm. Two walls of approximately 1 m² each of ceramic brick masonry were constructed for the traction adhesion test. The thickness of the coating was 15 mm. Conventional mortar was used for laying the bricks of all walls. The two walls were prepared with a mortar base to improve the adhesion ratio 1: 4 (cement: coarse sand) and coated with conventional mortar and with a locally marketed stabilized mortar.

Table 5 summarizes the tests for the aggregate and for the mortars, citing the references, quantities and age of the used samples.

3. Results and discussions

3.1 Characterization of fine aggregates

The four selected sands were characterized to determine which would be best suited for use in stabilized mortar. The granulometric curve of the studied sands can be observed in Figure 4. The studied sand 1 was chosen to perform all the mixtures of this study, since it presented fineness modulus of 1.75, close to 1.70 [19]. Sands 2, 3 and 4 are thinner than sand 1. The calculated maximum diameter was 1.18 mm for all four sands.

Sand 1, selected for all mortars, has the highest specific mass,

Studied properties	Curing time (days)	Samples per test	Standard test method
	Fine agregate	· ·	
Particle size analysis	0	2	NBR 248 (ABNT, 2003)
Specific gravity	0	2	NBR NM 52 (ABNT, 2009)
	Mortar		
Preparation of mortar	0	-	NBR 16541 (ABNT, 2016a)
Consistency index	0	3	NBR 13276 (ABNT, 2016b)
Specific gravity and the air entrained content	0	2	NBR 13278 (ABNT, 2005b)
Water retentivity	0	2	NBR 13277 (ABNT, 2005a)
Setting time	0	2	By calorimetry
Dimensional charges (shrinkage)	1, 7 and 28	2	NBR 15261 (ABNT, 2005)
Compressive strength	28	6	NBR 13279 (ABNT, 2005c)
Attack by sulphates	14	2	ASTM C 1012 (ASTM, 2004), and Rodrigues (2004)
Tensile strength in bonding	28	12	NBR 13528 (ABNT, 2010)



Figure 4

Particle size analysis of the studied sands

equal to 2.23 g/cm³. Sand 2 presented 1.93 g/cm³. Sand 3 and sand 4 presented 2.23 g/cm³ and 2.05 g/cm³, respectively.

3.2 Consistency index of mortars

Superplasticizers provide the possibility of better dispersion of cement particles, thereby producing paste of higher fluidity. With the development of high strength comes high performance (Chandra and Björnström, 2002 [32]). Figure 5 presents the results of the consistency index after 30 minutes of mixing and also after 1 hour and 30 minutes of mixing.

It can be noted that the stabilized mortar 2 obtained the highest index of consistency. The stabilized mortars mixture 1 and 3 could be classified as dry, while conventional mortar and stabilized mixture 2 could be considered as plastic (Silva, 2008 [18]). Figure 6 shows the variation of the consistency indexes in percentage. Conventional mortar presented the greatest loss of consistency after 1 hour and 30 minutes, which is associated with its loss of workability. The presence of a handle retarder plasticizer additive ensured better stability in the workability of the mortar.

3.3 Specific gravity and air entrained content of the mortars

Table 6 shows the mass density in the fresh state of the studied mortars.

According Carasek (2010) [2], all mortars can be classified as normal (density between 1400 and 2300 kg/m³). Conventional mortar was denser than stabilized mortar. Conventional mortar does not have high air entrained content because it has no ad-



Figure 5

Results of the consistency index of mortars

ditives in its formulation. The stabilized mortar 3 had the highest content of incorporated air. The higher percentage of incorporator air implies a lower amount of water in the mixture, as the ratio between cement and sand of this mixture and the water cement factor is lower than that of other mortars. According to commercial traits, the value of air content incorporated for stabilized mortars should be above 22%, because air loss is directly linked to loss of workability. Thus, the three stabilized mortars have adequate incorporated air content.

3.4 Water retentivity

Figure 7 shows the water retention index, in percentage, of the mortars. Water retention is the ability of fresh mortar to maintain its workability [2]. This means that the higher the water retention, the longer the hydration time, and the lower the water loss.



Figure 6

Variation of mortar consistency indexes in percentage

Table 6

Density of mass and incorporated air content in the fresh state of mortars

Mortars	Convencional	Stabilized 1	Stabilized 2	Stabilized 3
Density of mass (kg/m³)	1727.9	1555.4	1647.2	1520.7
Incorporated air content (%)	12	24	22	29



Figure 7 Water retentivity of the mortars

Thus, the greater the retention, the less the retraction effect, which cause cracks in the mortar in its hardened state.

Conventional mortar presented 71% water retention. The presence of lime in the conventional mortar was essential for water retention as it has the capacity to retain water around its particles. In stabilized mortars, the handle retarder additive delayed the hydration reaction of the cement particles. Thus, it was found that with the increase of handle retardant additive, water retention increased from stabilized mortar 1 (54%) to 2 (86%). Stabilized 1 had the largest water cement factor among the stabilized ones (0.90), which influenced the low water retention. In the stabilized mortar 3, the retention also remained high (91%), because the dosage of this additive is directly related to the amount of cement in the mixture, which was proportionally larger in the stabilized mortar 3. ASTM C270-14a (2014) [33] presents the minimum value of 75% for water retention.

3.5 Setting time of the mortars by cement hydration heat

The calorimetry test is used to measure set time through the heat





flow of cement hydration (Qiao et al., 2012 [34], Hu et al., 2014 [35]). Concrete initial set is the time when cement hydration products, which initially surround individual cement particles, start to form a network which could correspond to the beginning of a rapid temperature rise in concrete that follows the dormant period (Mindess, 2003 [36], Metha and Monteiro, 2014 [37]). Concrete final set is the time when a primary network of hydration products is developed. The final set can be related to the time when concrete heat evolution reaches its maximum rate during the acceleration period, which corresponds to the approximate midpoint of the major peak hydration process (Mindess, 2003 [36]).

The use of polycarboxylate-based water reducing additives influences the setting time and heat of hydration of cement (Watts and Ferraro, 2017 [13]). The results obtained by the calorimeter tests can be seen in Figure 8.

Handle time is displayed in hours. The handle end was determined when the mortar presented the highest peak of the heat of hydration (maximum temperature reached) followed by a continuous drop. This point is well defined in the curve for the conventional mortar shown in Figure 8.

From Figure 8, it can be noted that the beginning of the handle of the stabilized mortars was superior to the conventional mortar, and occurred after approximately 50 hours. The conventional mortar had its handle beginning in about 2 hours and was no longer workable quickly. This characteristic is also associated with the loss of consistency that was higher for conventional mortar.

Stabilized mortars 1 and 2 presented the best handle start results when compared to stabilized mortar 3, which had a higher temperature. The handle time beginning is associated with the cement. It should be noted that these two mortars have 1:8 mixture, that is, a lower amount of cement in the paste than the stabilized mortar 3 (1: 6), which justifies this result.

The stabilized mortar 2 presented the lowest heat of hydration temperature, due to the higher percentage of handle retarder plasticizer additive. The stabilized mortars remained in the calorimeter with a layer of 1cm of water on its surface in order to remain stabilized; As per the procedure carried out on site and indicated by the manufacturers.

The stabilized mortar 2 is not indicated for use, since the use of 1.5% of retardant additive was excessive, avoiding the complete hardening of the mortar, even after 96 hours.

3.6 Dimensional changes of mortars

One of the major problems that occurs while working with cementitious material is the excessive loss of moisture during cement hydration (setting and hardening), known as shrinkage, which provokes a great number of construction pathologies that are difficult to repair (Morón et al., 2017 [38], Nemirovsky and Eselev, 2009 [39]).

Curing age has an insignificant effect on the drying shrinkage. Drying shrinkage of mortar has a high correlation with the pore volume (Zhang et al., 2015 [6]).

A shrinkage reducing admixture (SRA) is another admixture traditionally used to reduce both autogenous and drying shrinkage of cementitious materials by reducing the surface tension of pore (Monosi et al., 2011 [40], Gedam et al., 2015 [41]). In this study, shrinkage reducing admixture was not used.



Dimensional variation of mortars. Shrinkage (negative) and expansion (positive)

Figure 9 shows the results of the dimensional variation of the mortars. In the conventional mortar sample, retraction occurred, that is, its length decreased, while the samples of stabilized mortars expanded. The expansion in stabilized mortars may have occurred due to the air incorporator additive. The air incorporator in the fresh state may have influenced the modification of the structure of the cementitious matrix after its hardening. The use of a handle retardant additive may also have contributed to this expansion, since it slows the hardening of the mortar, reducing the hydration heat of the cement responsible for the retraction. The stabilized mortar 2, with the greatest amount of handle retarder additive (1.5%), showed the greatest expansion.

Drying shrinkage is the dominant shrinkage in cement paste specimens. An abrupt increase in drying shrinkage was observed for all specimens as soon as the specimens were exposed to drying. Attention should be paid during this period to the prevention of shrinkage cracks (Kang and Sui, 2013 [42]). The higher amount of water in the standard mortar caused greater shrinkage by drying in this mortar.



Figure 10 Some mortar bars used for analysis of dimensional variation

This little-known feature of stabilized mortars can be considered an advantage over conventional mortar. Other tests are recommended to confirm the expansion effect determined in this study. Figure 10 shows the appearance of the specimens used in the dimensional variation test.

3.7 Compressive strength

Figure 11 presents the compressive strength at 28 days of the mortars studied. The type and amount of additive, as well as the type of cement significantly influence the compressive strength of mortars. In an earlier study (Nagrockiene et al., 2013 [43]), the use of superplasticizer above 1.2% reduced the compressive strength of concrete.

A linear relationship is established between compressive strength and shrinkage; this correlation is more significant for the total shrinkage, and it is more adequate if the shrinkage is measured starting from the setting time (Itim et al., 2011 [5]).

From the data presented in Figure 11, it can be noted that the conventional mortar presented compressive strength (3.38 MPa) close to that of the stabilized mortar 1 (2.91 MPa) and stabilized mortar 3 (2.92 MPa). The higher amount of handle retarder additive (apparently in excess) may have contributed to the sharp fall in compressive strength of stabilized mortar 2 (1.02 MPa). The excess of additive caused excessive retardation of the hydration reaction of the cement and, thus, a significant decrease of resistance.

3.8 Sulphate resistance

Many studies attribute the expansion of mortars to alkali-silica reaction (ASR) (Pade and Struble, 2000 [44], Matos and Sousa-Coutinho, 2016 [45], Ghafoori and Najimi, 2016 [46]). The alkali-silica reaction (ASR) involves reactive siliceous minerals in aggregates and highly alkaline concrete pore solutions producing an expansive alkali-silicate gel, which can imbibe water and then expand (Wenk, 2008 [17]).

Figure 12 shows the evolution of the mass variation of the 4x4x16 cm³ mortar samples submitted to attack by sulfate. Each wetting





Compressive strength (CS) of mortars at 28 days



Figure 12

Results of the mass variation of mortar bars after sulphate attack



and drying cycle lasted 1 day. In cycle 13, the conventional mortar collapsed, clearly showing that this mortar has a lower resistance to sulfates in relation to stabilized mortars.

Figure 13 shows the appearance of mortars in the 12th cycle. Among stabilized mortars, the stabilized 3, which has a proportionately more cemented mixture, better withstand sulfate attack. The stabilized mortar 2 presented better resistance to sulphates than the stabilized mortar 1. In figure 6, it can be observed that the stabilized 2 showed the greatest expansion. This may have contributed to the sulfate having a larger space in the pores of the mortar to expand, thus taking longer to break the structure of the mortar by expansion.

3.9 Tensile strength in bonding

The tensile strength in bonding was found to be 0.48 MPa for conventional mortar and 0.62 MPa for stabilized mortar purchased commercially from a local company.

In conventional mortar, most of the disruptions occurred in the mortar itself and in the mortar/glue interface, indicating that the conventional mortar is inferior in quality to the commercially acquired stabilized mortar. In this commercial mortar, the rupture (in the tensile strength in bonding) did not occur in the mortar at all. It occurred only in the substrate/base for mortar bond, coarse mortar/mortar finishing and in the substrate itself indicating the best quality of the mortar.

Figure 14 presents three types of rupture in the mortar tensile strength in bonding test. There are still other types of disruption as per NBR 13528 (ABNT, 2010 [31]), but they did not occur in this study.

Figure 13 Appearance of mortar bars after cycle 12



Figure 14

(a) Rupture in the mortar, (b) rupture in the substrate, (c) rupture in the interface mortar / base for mortar

4. Conclusions

We studied stabilized mortars for masonry laying with the use of air incorporator and handle retardant plasticizer additives and compared with a conventional lime mortar.

Among the sands studied, the most suitable for stabilized mortar has fineness modulus of 1.75, fineness modulus of 1.18 mm and specific mass of 2.23 g/cm³.

The presence of the settling retardant plasticizer affected the consistency index, making the mortar more workable for a longer time. The presence of additives made the stabilized mortars lighter, with lower mass density and higher incorporated air content. The lighter mortar, stabilized mortar 3, presented mass density of 1520.7 kg/m³ and higher air content, 29%. The more dense mortar, the conventional mortar, presented mass density of 1727.9 kg/m³ and lower content of built air, of 12%.

The presence of lime provided high water retentivity in the conventional mortar (71%), while the setting retardant plasticizer improved the water retentivity in the stabilized mortars (91% to stabilized 3).

The initial setting time of the stabilized mortars occurred after approximately 50 hours. Conventional mortar lost its workability quickly after 2 hours. This characteristic is also associated with the loss of consistency that was higher for conventional mortar (4% after 1h and 30min).

Shrinkage occurred in conventional mortar, while stabilized mortars expanded.

The conventional mortar exhibited better compressive strength (3.38 MPa). The stabilized 3 reached 2.92 MPa. The excess of additives can affect negatively this property in the stabilized mortars.

Conventional mortar proved to be less resistant to sulphate attack compared with the stabilized mortars.

Tensile strength was better in the stabilized commercial mortar tested (0.62 MPa), than in the conventional mortar (0.48 MPa). The stabilized mortar 2 is not indicated for use, since the use of 1.5% of retardant additive was excessive, avoiding the complete hardening of the mortar, even after 96 hours. The stabilized mortar 3 is the most indicated as it presented the best results among the mortars studied.

5. References

- [1] Schmid AG. Stabilized mortar, an important tool for improving sustainability in construction. 53rd Brazilian Congress of concrete, Florianópolis, Brazil, 2011.
- [2] Carasek H. Civil construction materials and materials science and engineering principles. Isaia GC (Organizer/Editor) 2ed. São Paulo, IBRACON, 1v., 2010.
- [3] Paulo RSVMN. Characterization of industrial mortars. Dissertation (Master in Environmental Management, Valorization of Materials and Waste), Aveiro University, Portugal, 2006.
- [4] Macioski G. Evaluation of the behavior of stabilized mortars for coating. Undergraduate thesis (Civil Engineering undergraduate course), Federal University of Paraná, Curitiba, Brazil, 2014.
- [5] Itim A, Ezziane K, Kadri El-H. Compressive strength and shrinkage of mortar containing various amounts of mineral additions. Construction and Building Materials, v. 25, 2011; p. 3603-3609.
- [6] Zhang W, Hama Y, Na SH. Drying shrinkage and microstructure characteristics of mortar incorporating ground granulated blast furnace slag and shrinkage reducing admixture. Construction and building materials, v. 93, 2015; p. 267-277.
- [7] Messan A, lenny P, Nectoux D. Free and restrained earlyage shrinkage of mortar: Influence of glass fiber, cellulose ether and EVA (ethylene-vinyl acetate). Cement and Concrete Composites, v. 33, 2011; p. 402-410.
- [8] Cheah CB, Ramli M () Mechanical strength, durability and drying shrinkage of structural mortar containing HCWA as partial replacement of cement. Construction and Building Materials, v. 30, 2012; p. 320-329.
- [9] Hasegawa Y, Choi M-K, Sato S, Natsuka I, Aoyama S. Characteristics of drying shrinkage in mortar using various industrial by-products as fine aggregate. 農業農村工学会論文集, v. 82, 2014; p. 261-266.
- [10] Fujiwara H, Maruoka M, Liu L. Development of spraying agent for reducing drying shrinkage of mortar. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, IOP Publishing, 2017, p. 012061.

- [11] Pytel Z. Heat evolution in hydrated cementitious systems admixtured with different set controlling components. Journal of thermal analysis and calorimetry, v. 77, 2004; p. 159-164.
- [12] Lootens D, Bentz DP. On the relation of setting and early-age strength development to porosity and hydration in cementbased materials. Cement and Concrete Composites, v. 68, 2016; p. 9-14.
- [13] Watts BE, Ferraro C. Prediction of setting for admixture modified mortars using the VCCTL. Cement and Concrete Composites, v. 78, 2017; p. 63-72.
- [14] Sant G, Dehadrai M, Bentz D, Lura P, Ferraris CF, Bullard JW, Weiss J. Detecting the fluid-to-solid transition in cement pastes. Concrete international, v. 31, 2009; p. 53-58.
- [15] Neville AM. Properties of Concrete, 5th edition, Bookman, 2016.
- [16] Zhang W, Zakaria M, Hama Y. Influence of aggregate materials characteristics on the drying shrinkage properties of mortar and concrete. Construction and Building Materials, v. 49, 2013; p. 500-510.
- [17] Wenk H-R, Monteiro P, Shomglin J. Relationship between Aggregate Microstructure and Mortar Expansion. A Case Study of Deformed Granitic Rocks from the Santa Rosa Mylonite Zone. Journal of Materials Science, 43, 2008; p. 1278-285.
- [18] Silva ASR. Mortars: concept, types and functions, class presentation, Federal University of Bahia. Polytechnic school, Salvador, Brazil, 2008.
- [19] Hermann, A; Rocha, JPA. Feasibility study of the use of modified stabilized mortar for coating without rough cast. Undergraduate thesis (Civil Engineering undergraduate course), Federal Technological University of Paraná, UTFPR. Pato Branco, 2013.
- [20] Keller, HA .; Lovato, PS. Evaluation of properties of mortars stabilized over time after preparation. In: National Meeting of Technology of the Environment Built, 16, São Paulo, ANTAC, 2016.
- [21] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 248. Aggregates - Sieve analysis of fine and coarse aggregates. Rio de Janeiro, Brazil, 2003.
- [22] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NM 52. Fine aggregate - Determination of the bulk specific gravity and apparent specific gravity. Rio de Janeiro, Brazil, 2009.
- [23] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 16541. Mortars applied on walls and ceilings - Preparation of mortar mixture for tests. Rio de Janeiro, Brazil, 2016a.
- [24] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 13276. Mortars applied on walls and ceilings – Determination of the consistency index. Rio de Janeiro, Brazil, 2016b.
- [25] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 13278. Mortars applied on walls and ceilings - Determination of the specific gravity and the air entrained content in the fresh stage. Rio de Janeiro, Brazil, 2005b.
- [26] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 13277. Mortars applied on walls and ceilings - Determination of the water retentivity. Rio de Janeiro, Brazil, 2005a.
- [27] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 15261. Mortars applied on walls and ceilings - Determination of

dimensional charges (shrinkage). Rio de Janeiro, Brazil, 2005.

- [28] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 13279. Mortars applied on walls and ceilings – Determination of the flexural and the compressive strength in the hardened stage. Rio de Janeiro, Brazil, 2005c.
- [29] Rodrigues MPSFF. Mortars for old masonries renders. The influence of binders. Doctoral Thesis, Nova University of Lisbon. Center for Science and Technology. Department of Civil Engineering, Lisbon, Portugal, 2004.
- [30] ASTM, ASTM C 1012. Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution, 2004.
- [31] ABNT, Brazilian Association for Technical Standards. NBR 13528. Render made of inorganic mortars applied on walls -Determination of bond tensile bond strength. Rio de Janeiro, Brazil, 2010.
- [32] Chandra S, Björnström J. Influence of cement and superplasticizers type and dosage on the fluidity of cement mortars - Part I. Cement and Concrete Research, v. 32, 2002; p. 1605-1611.
- [33] ASTM, ASTM C270 14a. Standard Specification for Mortar for Unit Masonry. 2014.
- [34] Qiao F, Chau C, Li Z. Calorimetric study of magnesium potassium phosphate cement. Materials and structures v. 45, 2012; p. 447-456.
- [35] Hu J, Ge Z, Wang K. Influence of cement fineness and water-to-cement ratio on mortar early-age heat of hydration and set times. Construction and Building Materials, v. 50, 2014; p. 657-663.
- [36] Mindess S, Young JF, Darwin D. Concrete, 2nd ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ., 2003.
- [37] Metha KP, Monteiro PJM. Concrete Microstructure, Properties, and Materials. Third Edition. McGraw-Hill. University of California at Berkeley, 2014.
- [38] Morón C, Saiz P, Ferrández D, García-Fuentevilla L. New system of shrinkage measurement through cement mortars drying. Sensors, v. 17, 2017; p. 522.
- [39] Nemirovsky B, Eselev A. Effect of masonry mortar shrinkage on the linings impermeability. Polymer Science Series D, v. 2, 2009; p. 109-111.
- [40] Monosi S, Troli R, Favoni O, Tittarelli F. Effect of SRA on the expansive behaviour of mortars based on sulphoaluminate agent. Cement and Concrete Composites, v. 33, 2011; p. 485-489.
- [41] Gedam BA, Bhandari N, Upadhyay A. Influence of supplementary cementitious materials on shrinkage, creep, and durability of high-performance concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 28, 2015; p. 04015173.
- [42] Kang J, Sui C. Influences of a composite addition on the strength of mortar and shrinkage of cement paste. Magazine of Concrete Research, v. 65, 2013; p. 1315-1324.
- [43] Nagrockiene D, Pundienė I, Kicaite A. The effect of cement type and plasticizer addition on concrete properties. Construction and building materials, v. 45, 2013; p. 324-331.
- [44] Pade C, Struble LJ. Kinetics and microstructural changes associated with mortar expansion. Cement, Concrete and Aggregates, v. 22, 2000; p. 55-62.

- [45] Matos AM, Sousa-Coutinho J. ASR and sulphate performance of mortar containing industrial waste. Structural Concrete, v. 17, 2016; p. 84-95.
- [46] Ghafoori N, Najimi M. Sulfate resistance of nanosilica and microsilica contained mortars. ACI Materials Journal, v. 113, 2016; p. 459-469.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Consumption of superplasticizer admixture for different cements and their binder efficiency

Consumo de aditivo superplastificante em diferentes cimentos e a eficiência dos ligantes

R. T. CECEL ^a rafael.cecel@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-1681-5071

P. C. R. A. ABRÃO a pedro.abrao@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-3416-3196

F. A. CARDOSO a fabio.cardoso@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-2642-0428

V. M. JOHN * vanderley.john@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-0588-8382

Abstract

The optimum content of ether polycarboxylate-based superplasticizer, determined by rotational rheometry, and its effects on the environmental impacts of concretes were studied for cement and limestone filler. To assess the consistency and water reduction, flow-table tests were performed. Then, cement content reduction and binder and carbon intensity indexes were determined through estimation based on theoretical concretes. The evaluated pure and blended cements present significant variability of the optimum consumption of the admixture. The fillers consumed less superplasticizer per area than the other materials and compositions with fillers allowed for greater reduction of water content. The mixtures with superplasticizer presented lower cement rate and binder and carbon intensity indexes. The usage of this type of admixture in optimal content can reduce environment impacts, according to the parameters analyzed.

Keywords: superplasticizer, ether polycarboxylate, cement, binder efficiency, environment impacts.

Resumo

Foram estudados, em cimentos e fillers calcários, os teores ótimos de superplastificante (base policarboxilato éter), determinados através de reometria rotacional, e estimados seus efeitos nos impactos ambientais de concretos. Ensaios de espalhamento de argamassas em mesa de consistência foram feitos para determinação da redução de água e estimação de redução do cimento e intensidades de ligantes (IL) e CO₂ (IC) em concretos teóricos. Os cimentos estudados apresentaram significante variação de consumo de superplastificante. Os *fillers* consumiram menos aditivo por unidade de área do que os demais materiais e suas composições apresentaram maior redução de água. O uso de superplastificantes levou à redução do consumo de cimento e das intensidades de ligante e carbono. A otimização do teor de superplastificante se mostrou eficiente para a redução de impactos ambientais.

Palavras-chave: superplastificante, policarboxilato éter, cimento, eficiência, impacto ambiental.

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

Received: 21 Jul 2017 • Accepted: 17 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introduction

Reducing greenhouse gas emissions is one of the greatest concerns and challenges today. Among them, the carbon dioxide (CO₂) is the anthropogenic gas that presents the greater responsibility in the phenomenon [1]. The cement industry is the second largest responsible for the emission of this gas [2] and the production of clinker corresponds to up to 7% of the emissions [3,4]. For this reason, it requires alternatives for increasing energy efficiency, partial substitution of clinker for additional cementitious materials, use of coprocessing for energy generation and optimization of binder application [5]. Another means of reducing emissions occurs through the minimization of the volume of cement in the composite mixtures, possibly even by using plasticizers and superplasticizers that allow the reduction of water content and the improvement of rheological behavior. Corrêa [6], has shown that the performance of plasticizers and polyfunctional admixtures in concretes, can reduce cement consumption in concretes by up to 10%, maintaining or improving their fluidity.

Admixtures are products added in the cementitious composite mixtures in order to modify their properties in the fresh and/or hardened state. They are generically categorized as: (i) plasticizers and superplasticizers, or water reducers; (ii) air-entraining; (iii) accelerators and (iv) retarders;(v) strength accelerators [7]; and (vi) viscosity enhancing admixtures [8]. Admixtures that present two or more combined functions are called polyfunctional.

Plasticizers and superplasticizers are polymers, commonly naphthalene, melanin, lignosulfonate, polycarboxylate, acids or esters-based [9]. They are adsorbed on the surface of the particles, exerting the dispersion function by electrostatic, steric or electrosteric stabilization [10], making it possible to reduce water. They can present compatibility variation in the cements as a function of the characteristics of the binder and the additions [11,12] and their efficiency varies according to the molecular weight and length of the main and lateral chains of which they are composed, and the larger these are, the greater their efficiency [13]. These admixtures are expensive products in mortars and concretes. The lower the consumption, the lower the cost of the composite. However, due to the variations mentioned above, the dosage suggested by the manufacturers may be imprecise [14], causing loss of workability, due to insufficiency or excess on dosage [15], or an increase in cost by excessive content. Thus, studies to determine the demand of admixtures for each material are useful for composition optimization.

The objective of this study is to evaluate the admixture demand and its variation for different types of commercial cements and cements blended in the laboratory with different contents of limestone and to estimate the potential to reduce cement consumption and environmental impacts on concretes.

2. Methodology

This study was composed of three steps: (i) determination of the optimal consumption of superplasticizer admixture; (ii) assessment of water reduction potential; and (iii) estimation of cement content reduction capacity and environmental impacts. The study of admixture consumption was performed by rotational rheometry of pastes and evaluation of their deflocculation curves. Different types of commercial cements obtained from different regions of Brazil and two limestone fillers were studied. The potential of water reduction was analyzed by the consistency data (flow table values) of the mortars and, in order to estimate the cement reduction capacity and the efficiency of the binder and CO_2 emission factor, the inference was made for concrete using theoretical Abrams curves. In this last step, the cements blended in laboratory were not used.

2.1 Materials

Cements from different manufacturers were used in the study, including: CPII-E (blended with slag), CPII-F (blended with filler); three



Figure 1 Granulometric curves of cements and fillers used

CPII-Z (blended with pozzolan) and CPIV with high pozzolan content of different natures; CPIII (blended with high content of slag) and CPV (high-early strength, high clinker content). The substitution limestone filler (FS) and the performance filler (FP) had a purity of 94.0 and 98.7%, respectively. For the consistency analysis, made with mortars, Brazilian normal standard sand was used, as indicated in NBR 7214 [16]. The mixing water was previously deionized.

The superplasticizer used was a commercial admixture ADVA CAST 527 (Grace Construction Products), described by the manufacturer as "alkaline aqueous polymer solution used as a highly efficient water reducer". Its base is polycarboxylate ether, which acts by electrosteric stabilization and presents solids content of 40% and specific mass of 1.075g.cm³ [17].

The granulometry of the cements and fillers used was obtained by laser diffraction (Helos - Sympatec). In each sample, 0.20g of each material was mixed with 50mL deionized water in 1000RPM (IKA RW 20) for 1 minute. The suspension was then added to the apparatus, subjected to ultrasonic dispersion for 1 minute and analyzed in deionized water. The curves are shown in Figure 1. It can be observed that all cements present similar particle size profiles, with CPII-F the finest fineness. The FS filler has slightly finer particle size than the CPV, while FP is the minor size material analyzed, presenting a potential filling function in common cements.

The specific gravity (SG) and specific surface area (SSA_{BET}) of the materials were obtained by Helium gas pycnometry (Multipycnometer, Quantachrome MVP 5DC) and by adsorption of Nitrogen (BET method, Belsorpmax – Bel Japan), respectively. The volumetric surface area (VSA) corresponds to the product of ASS_{BET} and SG. The shape factor (SF) was obtained by the relation between the SSA_{BET} results and the specific surface area obtained by laser diffraction (SSA_{LD}), which considers the particles as perfectly smooth spheres [18]. Thus, the further away from 1 is this factor, the more irregular and/or rougher is the particle. The data are presented in Table 1.

Although the granulometric curves of the cements are similar, there are significant variations in the specific surface area, especially in CPII-Z cements, except for CPII-Z (I) and CPIV. The variation becomes clearer when we analyze the shape factor, indicating that the particles of these materials are more irregular and/or rougher than the others.

Table 1

Physical properties of the cements used

2.2 Compositions

The compositions made include two types of materials: cement pastes and mortars. The first were produced for the study of superplasticizers consumption. The mortars were produced to assess flow-table spread and water reduction capacity.

2.2.1 Pastes

To estimate the optimal superplasticizer consumption, pastes of 100g of powder were prepared. The water/fines ratio (*w*/*f*) was 0.35. The superplasticizer admixture content was adjusted for each sample. The water added in the mixture was corrected to consider the water present in the admixture and kept *w*/*f* ratio constant.

2.2.2 Mortars

In the consistency study, mortars composed of 1: 3 (fines: sand) per mass, were prepared according to the dosage indicated in the Brazilian standard NBR 7215 [19] and Table 2, with w/f adjusted for each sample according to the desired spread for the consistency study, as discussed in 2.4.2. All mortars had between 76.3 and 78.1% of sand in dry volume of solids, due to differences of specific gravity of the fines.

In the case of mortars with filler, the fines used are a combination of CPV, FS and FP, covering a composition with medium content (CP MF) and a high content (CP HF) of the mineral addition, as indicated in the proportions of Table 3. The superplasticizer admixture contents used were the optimum contents obtained in the study of admixture consumption as a function of the mass of the cement and filler. In compositions containing filler, the admixture was adjusted proportionally to the content of each type of fine material.

2.3 Mix procedures

2.3.1 Pastes

Mixing of the pastes occurred in three steps: (i) adding the water in the fines in five seconds; (ii) manual mixing with spoon for

Material	Strength class (MPa)	SG (g/cm³)	D10 (µm)	D50 (µm)	D90 (µm)	SSA _{bet} (m²/g)	SSA _{DL} (m²/g)	VSA (m²/cm³)	SF
CPII E	40	3.04	1.94	13.38	38.05	1.13	0.41	3.43	2.76
CPII F	40	3.01	2.35	12.66	31.78	1.18	0.38	3.56	3.12
CPII Z (I)	32	3.10	1.98	12.76	40.72	1.3	0.41	4.03	3.17
CPII Z (II)	32	2.96	2.83	18.91	52.06	1.19	0.31	3.52	3.84
CPII Z (III)	32	2.98	1.84	12.52	37.15	2.41	0.44	7.18	5.48
CPIII	40	2.97	2.23	14.71	38.76	0.99	0.37	2.94	2.67
CPIV (I)	32	3.03	2.44	19.41	56.49	1.26	0.33	3.82	3.82
CPIV (II)	32	3.15	2.16	13.92	42.79	1.45	0.36	4.57	4.03
CPIV (III)	32	3.11	1.89	12.46	39.35	4.3	0.39	13.37	11.03
CPV	40	3.08	2.72	17.14	46.26	1.64	0.30	5.05	5.45
FS	-	2.74	1.46	8.83	23.09	1.16	0.50	3.18	2.32
FP	-	2.76	0.73	2.49	7.17	3.73	1.13	10.29	3.30

Table 2

Composition of mortars used in the study of consistency and reduction of water, in mass and volume

Identification	Parts (i	n mass)	C	composition (in volum	e)
laenmeanon	Fines	Sand	Fine (%)	Sand (%)	Fine/Sand
CPII E			22.6	77.4	0.29
CPII F			22.7	77.3	0.29
CPII Z (I)			22.2	77.8	0.29
CPII Z (II)			23.0	77.0	0.30
CPII Z (III)			22.9	77.1	0.30
CPIII	1	3	23.0	77.0	0.30
CPIV (I)	I	5	22.6	77.4	0.29
CPIV (II)			21.9	78.1	0.28
CPIV (III)			22.2	77.8	0.28
CPV			22.3	77.7	0.29
CP MF			23.1	76.9	0.30
CP HF			23.7	76.3	0.31

Table 3

Proportions of the fines composed by CPV and limestone filler and used in the mortars CP MF and CP HF

Fine compositions	Co	Composition (in mass)			Composition (in volume)		
	CPV	FS	FP	CPV	FS	FP	
CP MF	0.61	0.11	0.28	0.58	0.12	0.30	
CP HF	0.32	0.39	0.29	0.29	0.41	0.30	

50 seconds; and (iii) dispersion in a high energy rotating mixer of 10000rpm (Makita adapted) for 1.5 minutes. When superplasticizer was used, it was added together with water.

2.3.2 Mortars

The mortars were mixed according to the procedures indicated in NBR 7215 [19] and the model of Figure 2. Water is added to the bowl prior to mixing. The first step corresponds to the addition period of the cement and the homogenized sand, respectively. The second and fourth levels correspond to mixing at high speed, while the third step refers to the resting of the mortar, covered with wet tissue. The admixture, when used, was added to the water and homogenized prior to the mortar mixing.

2.4 Methods

The study was carried out in three different steps to determine: (i)

optimum admixture consumption for each raw material; (ii) consistency profile as a function of water/fines ratio and evaluation of water reduction potential; and (iii) estimation of cement reduction capacity and assessment of binder efficiency and CO₂ impact.

2.4.1 Admixture consumption

Some studies use standard tests to determine the consumption of dispersant admixtures, such as Slump and Marsh cone [20–23]. However, these types of tests evaluate the behavior only for a shear condition, keeping the behavior of the mixture under different stresses unknown [24]. Thus, for determination of the optimum admixture content, it is necessary to evaluate different shear rates. To analyze the superplasticizer admixture consumption, the pastes were submitted to the rotational rheometer test (MARS 60, Haake rheometer) immediately after the paste was mixed. The method used the stepped flow test, in two acceleration and deceleration



Figure 2

Mixing procedure of mortars according to NBR 7215, for study of consistency and water reduction



Figure 3

Stepped flow test step model to determine the rheological behavior of each paste composition. The duration at each level was 10 seconds

cycles, varying the shear rate ($\dot{\gamma}$) from 0 to 50s⁻¹, remaining for 10 seconds in each step, according to the model presented in Figure 3. The first cycle was performed only for standard conditioning (preshearing) of the paste mixture, while the second cycle was used for data collection. In this step, for each admixture content, it was analyzed: (i) shear yield stress (τ_0), where τ correspond to the shear stress in a fixed shear rate that tends to zero in the deceleration profile; and (ii) apparent viscosity (η), obtained in shear rate equal to 50s-1 [10]. The admixture adjustments occurred arbitrarily after each test in a new sample until the saturation point was found in the deflocculation curve, where the two parameters mentioned above did not vary very much with the admixture addition, characterized in this study as the stabilization in three consecutive points in the curve. The optimal content was defined as the point immediately after the stabilization of the shear yield stress and apparent viscosity at 50s⁻¹ [25].

By the saturation point analysis, the specific consumption of superplasticizer, corresponding to the relationship between admixture consumption and specific surface area (BET), was evaluated. This parameter allows to analyze the specific consumption for the material already considering surface parameters.

2.4.2 Consistency of mortar and water reduction to maintain same rheological behavior

The study of the consistency of mortars occurred using commercial cements and compositions with filler, with and without admixture. Immediately after mixing, the mortars were tested in a flow-table, according to NBR 13276 [26], recording the respective spreads after thirty table falls in 30 seconds. One mortar was produced for each *w/f* ratio. The results were recorded in three spread diameters, which comprised an average. For the cases where there was segregation, the record was made despising the water exuded in the peripheries.

The tests for each composition started from the *w/f* ratio of 0.48, a value used by the Brazilian standard of strength classification of cements [19]. For each mortar produced afterwards, the *w/f* ratio was determined in order to reach an adopted average spread of



Figure 4

Models of Abrams curves obtained by the ABCP and ACI method and the average curve for each cement class

 (265 ± 10) mm. For all compositions, profiles with three or more points were obtained, except for the CPIII samples, with and without admixture, CP IV (II) without admixture and CPII-F with admixture, which reached the desired spread diameter in the first attempt.

The water reduction was defined as a relation of the w/f ratio of mortars with the same spreading, without and with admixture, according to equation (1).

$$Water reduction = 1 - \left(\frac{\left(\frac{W}{f}\right)_{with admix.}}{\left(\frac{W}{f}\right)_{without admix.}}\right)$$
(1)

Where $(w/f)_i$ represents the water/fines ratio, per mass, of the composition and the index *i* indicates whether the composition has superplasticizer admixture or not.

2.4.3 Cement reduction, binder efficiency, CO₂ emission

Simplified indices were used to evaluate the performance of cements: (i) reduction of cement consumption in concrete; (ii) binder intensity (*BI*), which relates the total amount of binders in the concrete divided by their compressive strength, according to equation (2); and (iii) carbon intensity (*CI*), indicating the environmental impact by the relation between CO_2 mass emitted per the compressive strength of concrete, according to equation (3) [5].

$$BI = \frac{G_c}{f_c}$$
(2)

$$CI = \frac{E_{co2}}{f_c} \tag{3}$$

Where: C_c is the cement consumption for a cubic meter of concrete, in Kg.m⁻³; f_c is the compressive strength of the concrete, in MPa; and E_{co2} is the total CO₂ emissions generated by the production and transport of the materials, in Kg.m⁻³.

For all of these analyzes, correlations were inferred about theoretical concretes composed of the same mortars of the study of consistency and estimated compressive strength of 30MPa, presenting slump between 75 and 100mm and maximum aggregate diameter equal to 20mm [27], based on studies of the Brazilian Portland Cement Association (ABCP) [28] and American Concrete Institute (ACI) [27]. To simplify the analysis, the correction of mortar admixture content for concrete was not considered.

The water/cement ratio (w/c) determination, corresponding in this case to the w/f ratio, occurred by correlation of the theoretical Abrams curve, obtained by the ABCP Abrams curves [28] and adjustments of the ACI Abrams curve [27], considering the class of each cement, according to the model presented in Figure 4.



Figure 5

Deflocculation curves, analyzed by shear stress and apparent viscosity, for: (a) cements with slag and CPII-F; (b) CPI-Z; (c) CPIV; and (d) CPV, FS and FP

Table 4

Optimum content and specific consumption of superplasticizer by type of material

Addition type	ddition type Material		Specific volumetric consumption (g _{admix.} /cm ³ _{fine})	Specific superficial consumption (m _{gadmix} /m² _{fine})
	CPII-E	0.45	0.014	4.0
Sidg	CPIII	0.25	0.007	2.5
	CPII-Z (I)	0.30	0.009	2.3
	CPII-Z (II)	0.40	0.012	3.4
Pozzelan	CPII-Z (III)	1.10	0.033	4.6
FOZZOIGIT	CPIV (I)	0.70	0.021	5.6
	CPIV (II)	0.50	0.016	3.4
	CPIV (III)	1.40	0.044	3.3
Filler	CPII-F	0.35	0.011	3.0
	CPV	0.55	0.017	3.4
-	FP	0.35	0.010	0.9
	FS	0.20	0.006	1.7

The cement consumption of the composite without admixture was determined by fixing the water consumption at 200kg.m⁻³ [27]. As shown in the study of Assaad [29], it was considered that there is a correlation between the spreading of mortars in a flow-table and the slump of concrete produced with the same mortar, allowing the readjustment of cement and water by the spreading in flow-table. In concrete optimized with admixtures, it was used the same ratio w/f from the dosage of the concretes without admixture. The volume of water was readjusted by the water reduction capacity obtained in the consistency study and, thus, the consumption of cement was corrected. It was considered that even with the reduction of the paste volume, there was still enough paste to fill all the voids between the grains and this reduction was compensated by the addition of the same volume in sand, maintaining the mortar content. The influences caused by the reduction of paste content were disregarded for simplification of analyzes.

To calculate the CO_2 emission factors, simplifications were made. From 88.6 to 92.2% of the environmental impacts related to concrete production refer to cement production [30]. CO_2 emission factors for cement were obtained by the study of Oliver [31], where the impacts of milling, transport and drying of the additions were neglected. It was also adopted that the impacts related to supplementary cementitious materials (SCM) are allocated to their generators. From this scenario, the national average emission data [32] and the normalized clinker contents [31], the emission for different cements was estimated by the emission factor of $821 kg_{co_2}$. ton-1clinker. For the environmental impacts caused by the admixture production process, it was considered the maximum emission factor obtained by the technical datasheets of the quoted admixtures, equivalent to $1.86 kg_{co_2} kg^{-1}_{admix}$. Therefore, E_{co_2} adopted is the sum of the products of consumption and emission factor of the cement and admixture contained in the concretes.

3. Results and discussions

3.1 Admixture consumption

The deflocculation curves used to determine the saturation point of the superplasticizer admixture are shown in Figure 5. A Figure 5-a shows the deflocculation curves of the CPII-E, CPII-F and CPIII cements. It was observed that CPIII presents the lowest admixture consumption among the three, with an optimum admixture



Figure 6

Optimum admixture content of the materials according to their specific surface areas

content of 0.25g.100g⁻¹_{fine}, followed by CPII-F, with 0.35g.100g⁻¹_{fine}, and CPII- E, with 0.45 g. 100g⁻¹_{fine}.

The curves of CPII-Z cements are shown in Figure 5-b. It is noticed that there is greater variation of the admixture consumption among

them, being CPII-Z (III) the greater one, followed by CPII-Z (II) and CPII-Z (I), consuming 0.3, 0.4 and 1.1 g. $100g^{-1}_{fine}$, respectively. For CPIV cements, the results are shown in Figure 5-c. The CPIV (I) consumed more superplasticizer, while the CPIV (II) and the CPIV



Figure 7

Correlation between spreading of the mortars with and without admixture and the relation w/f (in volume), where they correspond to: (a) and (b) cements with slag; (c) CPII-F; (d), (e), (f), (g), (h) and (i) pozzolanic cements; (j) CPV; and (k) and (l) fillers

(III) presented significantly lower intakes. The obtained optimum contents correspond to 1.4, 0.7 and $0.5g.100g^{-1}_{fine}$, respectively.

The optimum admixture contents for CPV, FS and FP correspond, respectively, to 0.55, 0.2 and 0.35g.100g⁻¹_{fine} and are indicated in Figure 5-d. All data were compiled and added to the admixture-specific consumption results in Table 4. It can be observed that CPIV (III) was the material with the highest consumption of admixture, but with a similar specific consumption as the majority. Thus, consumption was influenced by high specific area and high form factor. The CPIV (II), although consuming half of the admixture in relation to the CPIV (III), presents the highest specific consumption among the materials, showing that the material of this cement demands more admixture. The variety of pozzolan types, due to their geographic distribution [33], is one of the factors that can strongly influence this result, along with clinker substitution content and material production variations.

Similar phenomena can be observed in CPII-Z cements, which have a 100% variation between CPII-Z (III) and CPII-Z (I).

Comparing all cements, there is a very open range of consumption, between 7 and 44mg.cm³_{fine}, a variation of up to 6.3 times. The use of excess dispersant admixtures may negatively alter the rheological behavior of the composition, affecting the thixotropy and the viscosity of the mixture [15], indicating the need to control its use. The fillers presented the lowest specific admixture consumption among all materials studied due to the difference in surface charges [12,15]. However, for FP, due to its high specific area, the admixture consumption was similar to the other materials studied, while the FS, that presents smaller specific superficial area, presented lower consumption among all materials. Figure 6 shows a correlation between the specific area (BET) of the materials and the consumption of admixture, where it is possible to obtain a



Figure 8

Water reduction in each composition with optimum superplasticizer content as a function of the w/f ratio (in volume) of the mortar without admixture for the same spreading. Circles represent the reduction for mortars that presents spread of 265 mm and squares represent reduction to concretes with 30 MPa, using an average curve of Abrams

correspondence with R² above 0.85 for the cements. In the analysis considering the fillers, this index decreases to less than 0.60 due to differences in surface nature between materials [12,15].

3.2 Mortar consistency and water reduction

The mortars with cement composed with FS had the optimum



Figure 9

Water reduction in mortars with spreading, in flow-table, of 265mm in function of the specific consumption of admixture superplasticizer



Figure 10

a) water/fine ratio, in mass and volume, of each theoretical concrete, without admixture, for estimated compressive strength of 30 MPa; and (b) water consumption for the concrete of 30 MPa without admixture, 200kg.m⁻³, and with admixture

Table 5

Superplasticizer admixture consumption for compositions of fines with limestone filler, obtained by weighting proportionally the raw materials

Fine compositions	Admixture optimum content (g _{admix.} /100g _{fine})	Specific volumetric consumption (g _{admix.} /cm³ _{fine})	Specific superficial consumption (m _{gadmix.} /m² _{fine})
CP MF	0.455	0.013	2.09
CP HF	0.354	0.010	1.72

admixture content adjusted proportionally to the content of each raw material and according to the superplasticizer admixture consumption study. For CP MF and CP HF mortars, superplasticizer dosages of 0.46 and 0.35g.100g⁻¹_{fine} were used, respectively, according to. For the other mortars, the admixture contents determined in the study of the consumption of superplasticizer were used.

The comparison between the spreading profiles of the mortars without and with admixture is shown in Figure 7. It is noted that most of the compositions did not show a parallelism to the profiles, indicating that the water reduction capacity varies according to the water content.

The water reduction capacity in each composition, maintaining the spreading corresponding to the respective mortar without admixture, is presented in Figure 8. CPIV (II) and CPIV (III) cements, shown in Figure 8-c, did not vary much as a function of the w/f ratio of the mortars, whereas, for the others, the cements varied significantly. The compositions CPII-Z (III), CP MF and CP HF, although with greater variations, presented the greatest water reductions.

When fixing the mortars to 265mm of spread diameter (rheological condition determined as a limit for significant effects of visually perceptible segregation), it was possible to verify if there is a relation between the specific consumption of superplasticizer admixture and the respective capacity to reduce water in mortars. As indicated in Figure 9, it was possible to observe that the increase of limestone filler content in the compositions increases the capacity to reduce water (since well dispersed by the admixture), while the admixture consumption also decreases due to the dilution of clinker by the filler and consequent reduction of the surface charges of the particles in the suspension. However, there is no clear correlation between these parameters for commercial cements, possibly due to differences in the nature of the materials. Analyzing the specific volumetric consumption, it is possible to observe that the use of limestone filler as a substitute for cement allowed to reduce the consumption of admixture per volume of fines used, indicating a possible reduction of costs for these types of composition.

3.3 Reduction of cement consumption in concrete and environmental impact indexes

The w/f ratio corresponding to 30MPa was determined by the average Abrams curve. The amount of initial water, equivalent to 200 kg.m⁻³, was reduced using the correlations of the water reduction study, indicated in the markers of Figure 8. Thus, the water consumption for the theoretical concretes was estimated, according to Figure 10, ranging from 124.5 to 173.7 kg.m⁻³.

From the new water consumption, the cement consumption could be readjusted, as shown in Figure 11, considering the minimum volume of paste to fill the intergranular voids. The application of the superplasticizer in the mixture was able to provide the reduction of cement consumption between 13.1 and 37.7%. of the analyzed theoretical concretes without application of the admixture, the lowest cement consumption corresponds to 327 kg.m⁻³, while with its use it was possible to predict formulations with 240kg_{cement}.m⁻³ using CPV. It should be noted that CPII-Z (III) that, with superplasticizer use, presents lower cement consumption at 30MPa than class 40MPa cements.

Figure 12 shows the results of the BI calculations for the theoretical concretes with different cements. The use in optimum content of superplasticizer admixture provided reduction of this index, indicating increase of the binder efficiency. When it was not used, BI varied between 12.6 and 15 kg.m⁻³MPa⁻¹, while with the use of the admixture the index varied between 9.2 and 13kg.m⁻³MPa⁻¹, limits corresponding to CPII-Z (III) and CPIV (I), respectively. These values are commonly found in the literature [5]. The percentage reduction is equivalent to the reduction in cement consumption.

The impact of the use of the superplasticizer was also positive



Figure 11

Cement consumption for concretes of the same strength and corresponding reduction for each cement type. The numbers on each bar indicate the strength class of the cements, in MPa



Figure 12

Binder intensity and their reduction with the use of superplasticizer for theoretical concretes with different types of cement and theoretical compressive strength of 30 MPa

when the carbon intensity was analyzed, which was reduced for all concretes studied, as indicated in Figure 13. For concretes without admixture, CI varied between 2.6 and 11.6 kg_{CO2}.m⁻³ When the admixture was used, the CI ranged from 2.3 to 10 kg_{CO2}.m⁻³.MPa⁻¹, values commonly found in the literature [5], and provided a reduction between 10.1 and 36.1%. Although the greatest reduction occurred for the CPII-Z (III) composition, due to its higher reduction of cement, the lower values are associated to CPIII, since it presents a high percentage of additional cementitious material in its composition.

4. Conclusions

By means of the study to determine the optimum superplasticizer content, a polycarboxylate ether base admixture, it was possible to observe significant variation in its consumption by the cements, reaching values between 7 and 44mg.cm⁻³_{fine}, while the specific consumption varied from 2.3 to 5.6mg.m⁻². Thus, this kind of study regarding superplasticizer admixture demand for different cements allows for the reduction of costs in concrete production. The fillers were, among all the analyzed materials, the ones that presented lower specific consumption, indicating that they were supplementary materials with potential to reduce the admixture consumption. By the consistency (flow-table) study, it was observed that the water reduction capacity in mortars with optimum superplasticizer content varies with the *w/f* ratio used. CPV and CPII-Z (III) cements and the compositions with filler in the mortars presented a greater potential of water reduction. Also, the increase of the filler content in the compositions with CPV presented capacity to reduce the admixture consumption due to the dilution of cement concentration and the superficial charges associated with the binder.



Figure 13

Carbon intensity for theoretical concretes, with estimated compressive strength of 30 MPa, depending on the type of cement

By inference, it was possible to estimate the potential reduction of cement consumption by up to 37.7% in concrete, varying with the reduction of water. With the use of CPV (high clinker), it is possible to produce concretes, with estimated compressive strength of 30MPa and with 240kg_{cement}.m⁻³, provided that the volume of paste is enough to occupy the voids between the aggregates. CPII-Z (III), class 32MPa, presented greater capacity of reduction of cement. These reductions allowed to minimize binder and carbon intensity by up to 37.7 and 36.1%, respectively, demonstrating that the use of optimized superplasticizer content has the potential to improve cement efficiency and reduce environmental impacts.

5. Acknowledgments

The authors would like to thank the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES) for the master's scholarships financed, to the microstructure laboratory (LME / PCC) of the Polytechnic School of the University of São Paulo for the availability of laboratories and equipment, to the National Council for Scientific and Technological Development (CNPq) -Brazil (Case 485340 / 2013-5) and to the doctors Roberto C. O. Romano and Rafael G. Pileggi for the assistance and discussions during the production of this work.

6. Bibliography

- J.F. Kasting, D. Catling, Evolution of a Habitable Planet, Annu. Rev. Astron. Astrophys. 41 (2003) 429–463. doi:10.1146/annurev.astro.41.071601.170049.
- [2] T.F. Stocker, D. Qin, G.-K. Plattner, M. Tignor, S.K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex, P.M. Midgley, Climate change 2013: The physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernamental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom, and New York, NY, USA, 2014.
- [3] UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME (UNEP), Sustainable building and construction: facts and figures, Ind. Environ. Sustain. Build. Constr. 26 (2003).
- [4] E. Benhelal, G. Zahedi, E. Shamsaei, A. Bahadori, Global strategies and potentials to curb CO2 emissions in cement industry, J. Clean. Prod. 51 (2013) 142–161. doi:10.1016/j. jclepro.2012.10.049.
- [5] B.L. Damineli, Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas., text, Universidade de São Paulo, 2013. http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/ tde-19092014-103459/ (accessed March 24, 2016).
- [6] C.B.C. Corrêa, Estudo do desempenho dos aditivos plastificantes e polifuncionais em concretos de cimento portland tipo CPIII-40, Dissertação, Universidade Federal Fluminense, 2010.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 11768: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland, 2011.
- [8] K.H. Khayat, Viscosity-enhancing admixtures for cementbased materials — An overview, Cem. Concr. Compos. 20 (1998) 171–188. doi:10.1016/S0958-9465(98)80006-1.

- [9] A.M. Neville, Propriedades do Concreto, 5^a edição, Bookman Editora, 2015.
- [10] V.C. Pandolfelli, I.R. Oliveira, A.R. Stuart, R.G. Pileggi, Dispersão e empacotamento de partículas: Princípios e aplicações em processamento cerâmico, Fazendo Arte Editorial, São Paulo, 2000.
- [11] M.M. Alonso, M. Palacios, F. Puertas, Compatibility between polycarboxylate-based admixtures and blendedcement pastes, Cem. Concr. Compos. 35 (2013) 151–162. doi:10.1016/j.cemconcomp.2012.08.020.
- [12] O. Burgos-Montes, M. Palacios, P. Rivilla, F. Puertas, Compatibility between superplasticizer admixtures and cements with mineral additions, Constr. Build. Mater. 31 (2012) 300– 309. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.092.
- [13] E. Janowska-Renkas, The effect of superplasticizers' chemical structure on their efficiency in cement pastes, Constr. Build. Mater. 38 (2013) 1204–1210. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.09.032.
- [14] S.K. Agarwal, I. Masood, S.K. Malhotra, Compatibility of superplasticizers with different cements, Constr. Build. Mater. 14 (2000) 253–259. doi:10.1016/S0950-0618(00)00025-8.
- [15] R.C.O. Romano, M.S. Rebmann, H.M. Bernardo, J. Raucci, C. Massucato, R.J. Pileggi, Impact of particle packing on rheological properties of cementitious pastes dispersed with polycarboxylate, in: Annu. Trans. Nord. Rehology Soc., 2017: p. 8.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 7214: Areia normal para ensaio de cimento - especificação, 2015.
- [17] Grace Construction Products, Especificação de produto: ADVA CAST 527, (2016).
- [18] M. Hunger, H.J.H. Brouwers, Flow analysis of water–powder mixtures: Application to specific surface area and shape factor, Cem. Concr. Compos. 31 (2009) 39–59. doi:10.1016/j. cemconcomp.2008.09.010.
- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão, 1996.
- [20] F. de Larrard, T. Sedran, Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model, Cem. Concr. Res. 24 (1994) 997–1009. doi:10.1016/0008-8846(94)90022-1.
- [21] M.C. Limbachiya, T. Leelawat, R.K. Dhir, Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete, Mater. Struct. 33 (2000) 574. doi:10.1007/BF02480538.
- [22] V. Bonavetti, H. Donza, G. Menéndez, O. Cabrera, E.F. Irassar, Limestone filler cement in low w/c concrete: A rational use of energy, Cem. Concr. Res. 33 (2003) 865–871. doi:10.1016/S0008-8846(02)01087-6.
- [23] G. Rodríguez de Sensale, Strength development of concrete with rice-husk ash, Cem. Concr. Compos. 28 (2006) 158– 160. doi:10.1016/j.cemconcomp.2005.09.005.
- [24] F.A. Cardoso, Método de formulação de argamassas de revestimento baseado em distribuição granulométrica e comportamento reológico., text, Universidade de São Paulo, 2009. doi:10.11606/T.3.2009.tde-21122009-125012.
- [25] P.-C. Nkinamubanzi, P.-C. Aïtcin, Cement and Superplasticizer Combinations: Compatibility and Robustness, Cem. Concr. Aggreg. 26 (2004) 1–8. doi:10.1520/CCA12329.

- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência, 2005.
- [27] M.L. Wilson, S.H. Kosmatka, Design and Control of Concrete Mixtures, 15 edition, Portland Cement Assn, Skokie, III, 2011.
- [28] P.P.F. Rodrigues, Parâmetros de dosagem racional do concreto, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 1983.
- [29] J.J. Assaad, J. Harb, E. Chakar, Relationships Between Key ASTM Test Methods Determined on Concrete and Concrete-Equivalent-Mortar Mixtures, J. ASTM Int. 6 (2009) 1–13. doi:10.1520/JAI101735.
- [30] J.A.R. de Lima, Avaliação das conseqüências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas., text, Universidade de São Paulo, 2010. doi:10.11606/T.3.2010. tde-23082010-105858.
- [31] RELATÓRIO ANUAL 2013: Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, (n.d.). http://www.snic.org.br/pdf/RelatorioAnual2013final.pdf (accessed June 4, 2017).
- [32] V.C.H.C. Oliveira, B.L. Damineli, V. Agopyan, V.M. John, Strategies for the minimization of CO2 emissions from concrete, Ambiente Construído. 14 (2014) 167–181. doi:10.1590/S1678-86212014000400012.
- [33] World Business Council for Sustainable Development (IEA-WBCSD), Cement Technology Roadmap 2009, 2009.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Consumption of superplasticizer admixture for different cements and their binder efficiency

Consumo de aditivo superplastificante em diferentes cimentos e a eficiência dos ligantes

R. T. CECEL ^a rafael.cecel@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-1681-5071

P. C. R. A. ABRÃO a pedro.abrao@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-3416-3196

F. A. CARDOSO a fabio.cardoso@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-2642-0428

V. M. JOHN * vanderley.john@lme.pcc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-0588-8382

Abstract

The optimum content of ether polycarboxylate-based superplasticizer, determined by rotational rheometry, and its effects on the environmental impacts of concretes were studied for cement and limestone filler. To assess the consistency and water reduction, flow-table tests were performed. Then, cement content reduction and binder and carbon intensity indexes were determined through estimation based on theoretical concretes. The evaluated pure and blended cements present significant variability of the optimum consumption of the admixture. The fillers consumed less superplasticizer per area than the other materials and compositions with fillers allowed for greater reduction of water content. The mixtures with superplasticizer presented lower cement rate and binder and carbon intensity indexes. The usage of this type of admixture in optimal content can reduce environment impacts, according to the parameters analyzed.

Keywords: superplasticizer, ether polycarboxylate, cement, binder efficiency, environment impacts.

Resumo

Foram estudados, em cimentos e fillers calcários, os teores ótimos de superplastificante (base policarboxilato éter), determinados através de reometria rotacional, e estimados seus efeitos nos impactos ambientais de concretos. Ensaios de espalhamento de argamassas em mesa de consistência foram feitos para determinação da redução de água e estimação de redução do cimento e intensidades de ligantes (IL) e CO₂ (IC) em concretos teóricos. Os cimentos estudados apresentaram significante variação de consumo de superplastificante. Os *fillers* consumiram menos aditivo por unidade de área do que os demais materiais e suas composições apresentaram maior redução de água. O uso de superplastificantes levou à redução do consumo de cimento e das intensidades de ligante e carbono. A otimização do teor de superplastificante se mostrou eficiente para a redução de impactos ambientais.

Palavras-chave: superplastificante, policarboxilato éter, cimento, eficiência, impacto ambiental.

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

Received: 21 Jul 2017 • Accepted: 17 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

A redução das emissões de gases do efeito estufa é uma das maiores preocupações e desafios da atualidade. Dentre eles, o dióxido de carbono (CO₂) é o gás antropogênico com maior responsabilidade no fenômeno [1]. A indústria cimenteira é a segunda maior responsável pela emissão deste gás [2] e a produção de clínquer corresponde a até 7% das emissões [3,4]. Por este motivo, se tem buscado alternativas para o aumento da eficiência energética, substituição parcial do clínquer por materiais cimentícios suplementares, uso de coprocessamento para geração de energia e o uso mais eficiente do ligante [5]. Outro meio de redução de emissões ocorre através da minimização do volume de cimento nas misturas dos compósitos, possível, inclusive, através do uso de aditivos plastificantes e superplastificantes que possibilitam a redução de água através de melhoria de parâmetros reológicos. Em seu estudo sobre desempenho de aditivos plastificantes e polifuncionais em concretos, Corrêa [6] demonstrou que o uso destes aditivos pode reduzir em até 10% o consumo de cimento em concretos, mantendo ou melhorando sua fluidez.

Os aditivos são produtos adicionados na mistura do compósito cimentício com o objetivo de modificar suas propriedades no estado fresco ou endurecido. Eles são genericamente categorizados como: (i) plastificantes e superplastificantes, ou redutores de água; (ii) incorporadores de ar; (iii) aceleradores e (iv) retardadores de pega; (v) aceleradores de resistência [7]; e (vi) modificadores de viscosidade [8]. Aditivos com duas ou mais funções combinadas são chamados de polifuncionais.

Os plastificantes e superplastificantes são polímeros, com bases mais comuns de naftaleno, melanina, lignossulfonato, policarboxilato, ácidos e ésteres [9]. Eles são adsorvidos na superfície das partículas, exercendo a função de dispersão através de estabilização eletrostática, estérica ou eletroestérica [10], tornando capaz a redução de água. Podem apresentar variação de compatibilidade nos cimentos em função das características do ligante e das adições [11,12] e sua eficiência varia em função do peso molecular e comprimento das cadeias principais e laterais das quais é composto, sendo que, quanto maiores estas forem, maior a eficiência [13].

Estes aditivos são produtos de alto custo em argamassas e concretos. Quanto menor o seu consumo, menor o custo do compósito. Porém, devido às variações supracitadas, a dosagem sugerida pelos fabricantes pode ser imprecisa [14], ocasionando prejuízo no comportamento reológico, por insuficiência ou excesso [15], ou aumento do custo, pelo excesso. Assim, estudos para determinação de demanda de aditivo para cada material são uma alternativa de otimização de composição.

O objetivo deste trabalho é avaliar a demanda de aditivo e sua variação para diferentes tipos de cimentos comerciais e cimentos compostos em laboratório com diferentes teores de *filler* calcário e estimar o seu potencial de redução de consumo de cimento e de impactos ambientais em concretos.

2. Metodologia

Este estudo foi composto em três etapas: (i) consumo ótimo de aditivo superplastificante; (ii) potencial de redução de água; e (iii) capacidade estimada de redução de cimento e impactos ambientais. O estudo de consumo de aditivo ocorreu através de reometria rotacional das pastas e avaliação de suas curvas de defloculação. Foram estudados diferentes tipos de cimentos comerciais, obtidos de diferentes regiões do Brasil, e de dois *fillers* calcário. O potencial de redução de água foi analisado através dos dados de consistência das argamassas e, para estimar a capacidade de redução de cimento e a eficiência do ligante e fator de emissão de CO₂, foi feita inferência para concretos utilizando curva de Abrams teórica. Nesta última etapa, analisando concretos, não foram utilizadas as composições com *filler*.



Figura 1 Curvas granulométricas dos cimentos e *fillers* utilizados

2.1 Materiais

Cimentos de diferentes fabricantes foram utilizados no estudo, incluindo: CPII-E, CPII-F; três CPII-Z e CPIV com pozolanas de diferentes naturezas; CPIII e CPV. O *filler* calcário de substituição (FS) e o de performance (FP), apresentam pureza de 94,0 e 98,7%, respectivamente. Para a análise de consistência, feita com argamassa, foi utilizada areia normal brasileira, conforme indicado na NBR 7214 [16]. A água de mistura foi deionizada previamente. O superplastificante utilizado foi um aditivo comercial ADVA CAST 527 (Grace Construction Products), descrito pelo fabricante como "solução aquosa alcalina de polímeros utilizada como redutor de água de altíssima eficiência". Sua base é policarboxilato éter, que age através de estabilização eletroestérica e apresenta teor de sólidos de 40% e massa específica de 1,075g.cm⁻³ [17].

A granulometria dos cimentos e *fillers* utilizados foi obtida por difração a laser (Helos – Sympatec). Em cada amostra, 0,20g de cada material foram misturados com 50mL de água deionizada em 1000RPM (IKA RW 20) por 1 minuto. Em seguida, a solução foi adicionada ao equipamento, submetida a dispersão por ultrassom por 1 minuto e analisada em água. As curvas são apresentadas na Figura 1. Pode-se observar que todos cimentos apresentam perfis granulométricos próximos, sendo o CPII-F o que apresenta maior finura. O *filler* FS apresenta granulometria levemente mais fina do que o CPV, enquanto FP é o material mais fino analisado, apresentando função de preenchimento.

A massa específica (ME) e área superficial específica (ASS_{BET}) dos materiais foram obtidas por picnometria de gás Hélio (Multipycnometer, Quantachrome MVP 5DC) e por adsorção de Nitrogênio (Método BET, Belsorpmax – Bel Japan), respectivamente. A área superficial volumétrica (ASV) corresponde ao produto de ASS_{BET} e ME. O fator de forma (FF) foi obtido através da relação entre os resultados de SSA_{BET} e área superficial específica estimada obtida por difração a laser (ASS_{DL}), que considera as partículas como esferas perfeitamente lisas [18]. Assim, quanto mais afastado de 1 for este fator, mais irregular e rugosa é a partícula. Os dados são apresentados Tabela 1. Embora as curvas granulométricas dos cimentos sejam semelhantes, há variações significativas na área superficial específica,

Tabela 1

Propriedades físicas dos cimentos utilizados

principalmente nos cimentos CPII-Z, com exceção do CPII-Z (I), e CPIV. A variação se torna mais clara ao analisarmos o fator de forma, indicando que as partículas destes materiais são mais irregulares e rugosas do que os demais.

2.2 Composições

As misturas feitas contemplam dois tipos de compósitos: pastas de cimento e argamassas. As primeiras foram produzidas para o estudo de consumo de aditivos superplastificantes. As argamassas foram produzidas para avaliação do espalhamento e da capacidade de redução de água.

2.2.1 Pastas

Para estimar o consumo ótimo de superplastificante, foram preparadas pastas misturadas com 100g de pó. A relação água/finos (*a/f*) adotada foi de 0,35. O teor de aditivo superplastificante foi ajustado para cada amostra. A água adicionada na mistura foi corrigida de forma a considerar a água presente no aditivo e manter a relação *a/f* constante.

2.2.2 Argamassas

No estudo de consistência, foram produzidas argamassas de composição 1:3 (finos:areia) em massa, conforme a dosagem indicada na NBR 7215 [19] e a Tabela 2, com relação *a/f* ajustada para cada amostra em função do espalhamento desejado para o estudo de consistência, conforme discutido no 2.4.2. Todas as argamassas apresentaram entre 76,3 e 78,1% de areia no volume de sólidos. No caso das argamassas com *filler*, os finos utilizados são uma combinação entre CPV, FS e FP, abrangendo uma composição com teor médio (CP MF) e uma com teor alto (CP HF) da adição mineral, conforme é indicada nas proporções da Tabela 3. Os teores de aditivo superplastificante utilizados foram os teores ótimos obtidos no estudo de consumo de aditivo em função da massa de cimento e *filler*. Nas composições com *filler*, o aditivo foi ajustado proporcionalmente ao teor de cada tipo de material fino.

Material	Classe de resistência (MPa)	ME (g/cm³)	D10 (µm)	D50 (µm)	D90 (µm)	ASS _{BET} (m²/g)	ASS _{DL} (m²/g)	ASV (m²/cm³)	FF
CPII E	40	3,04	1,94	13,38	38,05	1,13	0,41	3,43	2,76
CPII F	40	3,01	2,35	12,66	31,78	1,18	0,38	3,56	3,12
CPII Z (I)	32	3,10	1,98	12,76	40,72	1,3	0,41	4,03	3,17
CPII Z (II)	32	2,96	2,83	18,91	52,06	1,19	0,31	3,52	3,84
CPII Z (III)	32	2,98	1,84	12,52	37,15	2,41	0,44	7,18	5,48
CPIII	40	2,97	2,23	14,71	38,76	0,99	0,37	2,94	2,67
CPIV (I)	32	3,03	2,44	19,41	56,49	1,26	0,33	3,82	3,82
CPIV (II)	32	3,15	2,16	13,92	42,79	1,45	0,36	4,57	4,03
CPIV (III)	32	3,11	1,89	12,46	39,35	4,3	0,39	13,37	11,03
CPV	40	3,08	2,72	17,14	46,26	1,64	0,30	5,05	5,45
FS	-	2,74	1,46	8,83	23,09	1,16	0,50	3,18	2,32
FP	-	2,76	0,73	2,49	7,17	3,73	1,13	10,29	3,30
Tabela 2

Composição das argamassas utilizadas no estudo de consistência e redução de água, em massa e volume

Identificação —	Partes (ei	m massa)	Composição (em volume)		
	Finos	Areia	Finos (%)	Areia (%)	finos/areia
CPII E			22,6	77,4	0,29
CPII F			22,7	77,3	0,29
CPII Z (I)			22,2	77,8	0,29
CPII Z (II)			23,0	77,0	0,30
CPII Z (III)	,	3	22,9	77,1	0,30
CPIII			23,0	77,0	0,30
CPIV (I)	I		22,6	77,4	0,29
CPIV (II)			21,9	78,1	0,28
CPIV (III)			22,2	77,8	0,28
CPV			22,3	77,7	0,29
CP MF			23,1	76,9	0,30
CP HF			23,7	76,3	0,31

Tabela 3

Proporções dos finos compostos por CPV e filler calcário e utilizados nas argamassas CP MF e CP HF

Composição	omposição Composição (em mass		massa) Composição (em volume)		ıme)	
de finos	CPV	FS	FP	CPV	FS	FP
CP MF	0,61	0,11	0,28	0,58	0,12	0,30
CP HF	0,32	0,39	0,29	0,29	0,41	0,30

2.3 Procedimentos de mistura

2.3.1 Pastas

A mistura das pastas ocorreu em três etapas: (i) adição da água nos finos em cinco segundos; (ii) mistura manual com colher por 50 segundos; e (iii) dispersão em misturador de alta energia em rotação de 10000rpm (Makita adaptada) por 1,5 minutos. Quando utilizado superplastificante, este foi adicionado junto com a água.

2.3.2Argamassas

As argamassas foram misturadas conforme os tempos e procedimentos indicados na NBR 7215 [19] e o modelo da Figura 2. A água é adicionada na cuba antes da mistura. O primeiro patamar corresponde ao período de adição do cimento e da areia homogeneizada, respectivamente. O segundo e quarto patamares correspondem à mistura em alta velocidade, enquanto o terceiro patamar é referente ao descanso da argamassa, coberta com um tecido úmido. O aditivo, quando utilizado, foi adicionado à água e homogeneizado antes do início da mistura.

2.4 Métodos

O estudo ocorreu em três etapas diferentes para determinação de: (i) consumo ótimo de aditivo para cada matéria prima; (ii) perfil de consistência em função da relação água/finos e avaliação do potencial de redução de água; e (iii) capacidade estimada de redução de cimento, avaliação da eficiência dos ligantes e impacto de CO₂.

2.4.1 Consumo de aditivo

Alguns estudos utilizam ensaios padrões para determinação de consumo de aditivos dispersantes, como o Slump e o cone Marsh



Figura 2

Modelo de mistura das argamassas, conforme NBR 7215, para estudo de consistência e redução de água



Figura 3

Modelo das etapas do *stepped flow test* para determinação do comportamento reológico de cada variação de pasta. O tempo de permanência em cada patamar foi de 10 segundos

[20–23]. Porém, estes tipos de ensaio avaliam o comportamento apenas para uma condição de cisalhamento, mantendo desconhecido o comportamento da mistura sob diferentes solicitações [24]. Assim, para determinação do teor ótimo de aditivo, é necessário avaliação que contemple diferentes taxas de cisalhamento Para análise de consumo de aditivo superplastificante, as pastas foram submetidas, imediatamente após o término da mistura, ao ensaio de reometria rotacional (reômetro MARS 60, Haake). O método utilizado foi o stepped *flow test*, placa-placa, em dois ciclos de aceleração e desaceleração, variando a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) de 0 a 50s⁻¹, mantendo-se por 10 segundos em cada patamar, conforme modelo apresentado na Figura 3.

O primeiro ciclo foi executado apenas para condicionamento padrão da mistura da pasta, enquanto o segundo ciclo foi feito para coleta dos dados. Nesta etapa, para cada teor de aditivo foram analisadas: (i) tensão de escoamento (τ_0), onde τ corresponde à tensão de cisalhamento em taxa de cisalhamento fixa que tende a zero no perfil de desaceleração; e (ii) viscosidade aparente (η), obtida em taxa de cisalhamento igual a 50s⁻¹ [10]. Os ajustes de aditivo ocorreram arbitrariamente após cada ensaio em uma nova amostra até ser encontrado o ponto de saturação, em curva de defloculação, onde os dois parâmetros supracitados pouco variam com o acréscimo de aditivo, caracterizado neste estudo como a estabilização em três pontos consecutivos na curva. O teor ótimo foi definido como sendo o ponto imediatamente posterior à estabilização da tensão de escoamento e da viscosidade [25].

Através da análise do ponto de saturação, foi avaliado o consumo específico de superplastificante, correspondente à relação entre consumo de aditivo e área específica superficial (BET). Este parâmetro permite analisar o consumo específico para o material já considerando parâmetros de superfície.

2.4.2 Consistência da argamassa e redução de água para manter mesmo comportamento

O estudo de consistência das argamassas ocorreu utilizando os cimentos comerciais e as composições com *filler*, com e sem aditivo.



Figura 4

Modelos de curvas de Abrams obtidas pelo método ABCP e ACI e a curva médias para cada classe de cimento

Logo após a mistura, as argamassas foram ensaiadas em mesa de consistência, conforme NBR 13276 [26], registrando os respectivos espalhamentos depois de trinta quedas de mesa em 30 segundos. Foi produzida uma argamassa para cada relação *a/f*. Os resultados foram registrados em três diâmetros de abertura, que compuseram uma média. Para os casos onde houve segregação, o registro foi feito desprezando a água exsudada nas periferias.

Os ensaios para cada composição foram iniciados a partir da relação a/f igual a 0,48, valor utilizado pela norma brasileira de classificação de resistência de cimentos [19]. Para cada argamassa produzida posteriormente, a relação a/f foi dosada com o objetivo de atingir abertura média arbitrária de (265 ± 10) mm, onde as argamassas apresentavam início de segregação. Para todas as composições foram obtidos perfis com três ou mais pontos, com exceção das amostras de CPIII, com e sem aditivo, CP IV (II) sem aditivo e CPII-F com aditivo, que atingiram a abertura desejada na primeira tentativa.

A redução de água foi definida como uma relação dos índices *a/f* das argamassas com mesmo espalhamento, sem e com aditivo, conforme equação (1).

Redução de água = $1 - \left(\frac{\left(\frac{a}{f}\right)_{com aditivo}}{\left(\frac{a}{f}\right)_{sem aditivo}}\right)$ (1)

Onde $(a/f)_i$ representa a relação água/finos da composição, em massa, e o índice *i* indica se a composição apresenta aditivo superplastificante ou não.

2.4.3 Redução de cimento, eficiência de ligante, emissão de CO₂

Foram utilizados índices simplificados para avaliar o desempenho dos cimentos: (i) redução do consumo de cimento no concreto; (ii) intensidade de ligantes (IL), que relaciona o consumo total de ligantes no concreto pela sua resistência à compressão, conforme equação (2); e (iii) intensidade de CO_2 (IC), indicando o impacto ambiental através da relação entre massa de CO_2 emitido pela resistência à compressão do concreto, conforme equação (3) [5].

$$IL = \frac{C_c}{f_c}$$
(2)

$$IC = \frac{E_{co2}}{f_c}$$
(3)

Onde: C_c é o consumo de cimento para um metro cúbico de concreto, em Kg.m⁻³; f_c é a resistência à compressão do concreto, em MPa; e E_{co2} é o total de emissões de CO₂ geradas pela produção e transporte dos materiais, em Kg.m⁻³.



Figura 5

Curvas de defloculação, analisadas em função da tensão de escoamento e da viscosidade aparente, para: (a) cimentos com escória e CPII-F; (b) CPII-Z; (c) CPIV; e (d) CPV, FS e FP

Tabela 4

Teor ótimo e consumo específico de superplastificante por tipo de material

Classe de adição	Material	Teor ótimo (g _{aditivo} /100g _{finos})	Consumo específico volumétrico (g _{aditivo} /cm³ _{finos})	Consumo específico superficial (mg _{aditivo} /m² _{finos})
Facéria	CPII-E	0,45	0,014	4,0
escolid	CPIII	0,25	0,007	2,5
	CPII-Z (I)	0,30	0,009	2,3
	CPII-Z (II)	0,40	0,012	3,4
Dezelene	CPII-Z (III)	1,10	0,033	4,6
Pozoidna	CPIV (I)	0,70	0,021	5,6
	CPIV (II)	0,50	0,016	3,4
	CPIV (III)	1,40	0,044	3,3
Filler	CPII-F	0,35	0,011	3,0
	CPV	0,55	0,017	3,4
-	FP	0,35	0,010	0,9
	FS	0,20	0,006	1,7

Para todas estas análises, foram inferidas correlações com concretos teóricos compostos com as mesmas argamassas do estudo de consistência e de resistência à compressão estimada fixa de 30MPa, com slump entre 75 e 100mm e diâmetro máximo de agregado igual a 20mm [27], baseados em estudos da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) [28] e *American Concrete Institute* (ACI) [27]. Para simplificação de análise, não foi considerada a correção do teor de aditivo de argamassa para concreto.

A determinação da relação água/cimento (a/c), que corresponde, neste caso, à relação a/f, ocorreu através da correlação com curva de Abrams teórica, obtida pela média das curvas de Abrams da ABCP [28] e de ajustes da curva de Abrams da ACI [27], considerando a classe de cada cimento, conforme modelo apresentado na Figura 4.

O consumo de cimento do compósito sem aditivo foi determinado através da fixação do consumo de água em 200kg.m⁻³ [27]. Como demonstrado no estudo de Assaad [29], foi considerado que há correlação entre a abertura em mesa de consistência de argamassas e o slump de concretos feitos com a mesma argamassa, possibilitando o reajuste de cimento e água através do espalhamento em mesa de consistência.

Nas considerações de concretos com teor ótimo de aditivo, foi utilizada mesma relação *a/f* da dosagem dos concretos sem aditivo. O volume de água foi reajustado através da capacidade de redução de água obtida no estudo de consistência e, assim, corrigido o consumo de cimento. Foi considerado que mesmo com a redução do volume de pasta, este ainda foi suficiente para preencher todos os vazios entre os grãos e que essa redução foi compensada pela adição de mesmo volume em areia, mantendo o teor de argamassa. As influências causadas pela redução no teor de pasta foram desconsideradas para simplificação de análises.

Para calcular os fatores de emissão de CO_2 , foram feitas simplificações. De 88,6 a 92,2% dos impactos ambientais relacionados com a produção de concreto são referentes a produção de cimento [30]. Fatores de emissão de CO_2 para cimento foram obtidos através do estudo de Oliver [31], onde foram desprezados os impactos de moagem, transporte e secagem das adições. Também se adotou que os impactos referentes aos materiais cimentícios suplementares (MCS) são alocados para seus geradores. A partir deste cenário, dos dados de emissão médio nacional [32] e dos teores de clínquer normatizados [31], estimou-se a emissão para diferentes cimentos através do fator de emissão de



Figura 6

Teor ótimo de aditivo dos materiais em função das respectivas áreas específicas superficiais

821kg_{co2},ton¹_{clinquer}. Para os impactos ambientais causados pelo processo de produção de aditivo, foi considerado fator de emissão máximo obtido pelas fichas técnicas dos aditivos cotados, equivalente a 1,86Kg_{co2}.Kg¹aditivo. Portanto, E_{co_2} adotado é a soma dos produtos do consumo e fator de emissão do cimento e aditivo contido nos concretos.



Figure 7

Correlação entre espalhamento das argamassas com e sem aditivo e a relação a/f (em volume), onde correspondem a: (a) e (b) cimentos com escória; (c) CPII-F; (d), (e), (f), (g), (h) e (i) cimentos pozolânicos; (j) CPV; e (k) e (l) *fillers*

3. Resultados e discussões

3.1 Consumo de aditivo

Os perfis das curvas de defloculação, usados para determinação do ponto de saturação do aditivo superplastificante são indicados na Figura 5. A Figura 5-a apresenta as curvas de defloculação dos cimentos CPII-E, CPII-F e CPIII. Nota-se que o CPIII obteve o menor consumo de aditivo dentre os três, com teor ótimo de aditivo de 0,25g.100g⁻¹_{finos}, seguido do CPII-F, com 0,35 g.100g⁻¹_{finos}, e do CPII-E, com 0,45 g.100g⁻¹_{finos}.

As curvas dos cimentos CPII-Z são apresentadas na Figura 5-b. Percebe-se que há maior variação do consumo de aditivo entre eles, sendo o maior deles responsável pelo CPII-Z (III), seguido pelo CPII-Z (II) e pelo CPII-Z (I), com consumos de 0,3, 0,4 e 1,1 g.100g⁻¹_{finos}, respectivamente. Para os cimentos CPIV, os resultados são apresentados na Figura 5-c. O CPIV (I) consome mais superplastificante, enquanto o CPIV (II) e o CPIV (III) apresentam consumos significantemente menores. Os teores ótimos obtidos correspondem a 1,4, 0,7 e 0,5g.100g⁻¹_{finos}, respectivamente.

Os teores ótimos de aditivo do CPV, FS e FP correspondem, respectivamente, a 0,55, 0,2 e 0,35g.100g⁻¹_{finos} e são indicados na Figura 5-d. Todos os dados foram compilados e adicionados aos dados de consumo específico de aditivo na Tabela 4. Observa-se que o CPIV (III) foi o material com maior consumo de aditivo, porém com consumo específico semelhante à maioria. Assim, o consumo foi influenciado pela alta área específica e elevado fator de forma. O CPIV (I), embora consuma metade do aditivo em relação ao CPIV (III), apresenta o maior consumo específico dentre os materiais, demostrando que o material deste cimento demanda mais aditivo.



Figura 8

Redução de água em cada composição com teor ótimo de superplastificante em função da relação a/f (em volume) da argamassa sem aditivo para um mesmo espalhamento. Círculos representam a redução para argamassas com espalhamento em mesa de consistência de 265 mm e quadrados redução para concretos com 30 MPa, utilizando curva de Abrams A variedade de tipos de pozolana, devido a sua distribuição geográfica [33], é um dos fatores que podem influenciar fortemente neste resultado, juntamente com o teor de substituição de clínquer e variações de produção dos materiais. Fenômeno similar pode ser



Figura 9

Redução de água em argamassas com espalhamento, em mesa de consistência, de 265 mm em função do consumo específico de aditivo superplastificante



Figura 10

(a) Relação água/finos, em massa e em volume, de cada concreto teórico, sem aditivo, para resistência à compressão estimada de 30 MPa; e (b) consumo de água para os concretos de 30 MPa sem aditivo, 200 kg.m⁻³, e com aditivo

Tabela 5

Consumo de aditivo superplastificante para as composições de finos com filler calcário, obtidas por ponderação das matérias-primas

Composição de finos	Teor ótimo de aditivo (g _{aditivo} /100g _{finos})	Consumo específico volumétrico (g _{adifivo} /cm³ _{finos})	Consumo específico superficial (mg _{aditivo} /m² _{finos})
CP MF	0,455	0,013	2,09
CP HF	0,354	0,010	1,72

observado nos cimentos CPII-Z, que possuem variação de 100% entre o CPII-Z (III) e CPII-Z (I).

Em comparação entre todos os cimentos, há uma faixa muito aberta de consumo, entre 7 a 44mg.cm⁻³_{finos}, uma variação de até 6,3 vezes. O uso de aditivos dispersantes em excesso podem alterar negativamente o comportamento reológico da composição, afetando a tixotropia e a viscosidade da mistura [15], o que indica a necessidade de controle do seu uso.

O *fillers* apresentaram os menores consumos específicos de aditivo entre todos os materiais estudados devido à diferença de cargas superficiais [12,15]. Entretanto, para FP, devido a sua alta área específica, o consumo de aditivo assemelhou-se ao de outros materiais estudados, enquanto o FS, menos fino, apresentou menor consumo entre todos os materiais. A Figura 6 apresenta uma correlação entre a área específica (BET) dos materiais e o consumo de aditivo, onde foi possível obter uma correspondência com R² acima de 0,85 para os cimentos. Em análise considerando os *fillers*, este índice diminui para menos de 0,60 devido às diferenças de natureza da superfície entre os materiais [12,15].

3.2 Consistência das argamassas e redução de água

As argamassas com cimento composto por filler em substituição tiveram o teor de aditivo ótimo ajustado através de ponderação, de acordo com os teores de cada material, e conforme estudo de consumo de aditivo superplastificante. Assim, para as argamassas CP MF e CP HF, foram utilizados teores de 0,46 e 0,35g.100g⁻¹_{finos}, respectivamente, conforme Tabela 5. Para as demais composições, foram utilizados os teores de aditivo determinados no estudo de consumo de superplastificante.

A comparação entre os perfis de espalhamento das argamassas sem e com aditivo são apresentadas na Figura 7. Nota-se que a maioria das composições não apresentaram paralelismo estre os perfis, indicando que a capacidade de redução de água varia em função do teor de água.

A capacidade de redução de água em cada composição, mantendo o espalhamento correspondente à respectiva argamassa sem aditivo, é apresentada na Figura 8. Os cimentos CPIV (II) e CPIV (III), representados na Figura 8-c, pouco variaram em função da relação a/f das argamassas, enquanto, para as demais, as reduções variaram significativamente. As composições CPII-Z (III), CP MF e CP HF, embora com maiores variações, apresentaram as maiores reduções de água.

Ao fixar o espalhamento das argamassas em 265mm (condição reológica determinada como limite para efeitos significativos de segregação visualmente perceptível) foi possível verificar se há relação entre o consumo específico de aditivo superplastificante e a respectiva capacidade de redução de água em argamassas. Conforme indicado na Figura 9, foi possível observar que o aumento do teor de filler calcário nas composições produzidas aumentam a capacidade de redução do teor de água (desde que bem dispersos pelo aditivo), enquanto o consumo de aditivo também diminui devido à diluição do clínquer pelo filler e consequente redução das cargas superficiais das partículas na suspensão. Entretanto, não há correlação clara entre estes parâmetros para os cimentos comerciais, possivelmente devido às diferenças de natureza dos materiais de sua composição. Analisando os consumos específicos volumétricos, é possível observar que o uso de filler calcário como substituinte ao cimento permitiu reduzir o consumo de aditivo por volume de finos utilizados, indicando possível redução de custos para estes tipos de composição.

3.3 Redução do consumo de cimento no concreto e índices de impacto ambiental

Foi determinada a relação a/f correspondente a 30MPa na



Figura 11

Consumos de cimento para concretos de mesma resistência e redução correspondente para cada de cimento. Os números em cada barra indicam a classe de resistência dos cimentos, em MPa



Figura 12

Índice de ligantes e sua redução para os concretos teóricos com diferentes tipos de cimento e resistência à compressão teórica de 30MPa

curva de Abrams média. A quantidade de água inicial, equivalente a 200kg.m⁻³, foi reduzida utilizando as correlações do estudo de redução de água, indicadas nos marcadores da Figura 8. Desta forma, foram estimados os consumos de água para os concretos teóricos, conforme Figura 10, que variaram entre 124,5 e 173,7kg.m⁻³.

A partir do novo consumo de água, o consumo de cimento pôde ser reajustado, conforme apresentado na Figura 11, considerando a premissa de que há volume mínimo de pasta para preencher os vazios intergranulares. A aplicação do superplastificante na mistura pôde proporcionar aos concretos teóricos analisados redução de consumo de cimento entre 13,1 e 37,7%. Sem aplicação do aditivo, o menor consumo de cimento corresponde a 327kg.m⁻³, enquanto com a sua utilização foi possível produzir formulações com 240kg_{cimento}.m⁻³ utilizando CPV. Deve-se destacar o CPII-Z (III)

que com uso de superplastificante apresentou menor consumo de cimento para 30MPa do que os cimentos de classe 40MPa.

A Figura 12 apresenta os resultados dos cálculos de IL para os concretos teóricos de diferentes cimentos. O uso em teor ótimo de aditivo superplastificante proporcionou redução deste índice, indicando aumento da eficiência do ligante. Quando não houve a sua utilização, o IL variou entre 12,6 e 15kg.m⁻³.MPa⁻¹, enquanto com o uso de aditivo o índice variou entre 9,2 e 13kg.m⁻³.MPa⁻¹, limites correspondentes aos cimentos CPII-Z (III) e CPIV (I), respectivamente. Estes valores são comumente encontrados na literatura [5]. A redução percentual é equivalente à redução do consumo de cimento. O impacto do uso do superplastificante foi positivo também quando analisada a intensidade de CO_2 , que foi reduzida para todos concretos, conforme indicado na Figura 13. Para os concretos sem aditivo, os índices variaram entre 2,6 e 11,6kg_{Co}..m⁻³.MPa⁻¹, respectivamente,



Figura 13

Intensidade de CO₂ para os concretos teóricos, com resistência à compressão estimada de 30 MPa, em função do tipo de cimento

enquanto, quando utilizado o aditivo, os mesmos índices variaram de 2,3 a 10kg_{CO2}.m³.MPa⁻¹, valores comumente encontrados em literatura [5], e proporcionaram redução entre 10,1 e 36,1%. Embora a maior redução ocorreu para a composição com CPII-Z (III), devido à maior redução de cimento, os menores índices estão associados ao CPIII, pois apresenta alto percentual de material cimentício suplementar em sua composição.

4. Conclusões

Através do estudo para determinação do teor ótimo de superplastificante, base policarboxilato éter, foi possível observar variação significativa no consumo de aditivo pelos cimentos, atingindo valores entre 7 e 44mg.cm³_{finos}, enquanto os consumos específicos variam entre 2,3 até 5,6mg.m⁻². Assim, a realização de estudo prévio da demanda de aditivo superplastificante para cada cimento pode possibilitar a redução de custos no concreto. Os *fillers* foram, dentre todos os materiais analisados, os que apresentaram menor consumo específico, indicando serem materiais suplementares com potencial para redução de consumo de aditivos. Também foi observada correlação da demanda de superplastificante com a área específica para os cimentos, porém os *fillers* não obtiveram adesão à regressão, demonstrando que o consumo de aditivo não é função apenas da área específica, mas depende também das cargas superficiais das partículas em suspensão.

Através do estudo de consistência, foi observado que a capacidade de redução de água nas argamassas com teor ótimo de superplastificante varia em função da relação *a/f* utilizada. Os cimentos CPV e CPII-Z (III) e as composições com *filler* utilizados nas argamassas apresentaram maior potencial de redução de água. Ainda, o aumento do teor de *filler* nas composições com CPV apresentou capacidade de redução do consumo de aditivo devido à diluição da concentração de cimento.

Através de inferência, foi possível estimar redução potencial do consumo de cimento em até 37,7% em concretos, variando com a redução de água. Com uso de CPV, pode-se compor concretos, com resistência à compressão estimada de 30Mpa, com 240kg_{cimento}.m⁻³, desde que o volume de pasta seja mínimo para ocupar os vazios entre os agregados. O CPII-Z (III), classe 32MPa, apresentou maior capacidade de redução de cimento. Essas reduções permitiram minimizar a intensidade de ligantes e de carbono em até 37,7 e 36,1%, respectivamente, demonstrando que a utilização de aditivos superplastificantes em teor otimizado apresenta potencial para melhorar a eficiência dos cimentos e reduzir os impactos ambientais.

5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelas bolsas de mestrado financiadas, ao laboratório de microestrutura (LME/ PCC) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo pela disponibilização de laboratórios e equipamentos, ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) – Brasil (Processo 485340/2013-5) e aos doutores Roberto C. O. Romano e Rafael G. Pileggi pelos auxílios e discussões durante a produção deste trabalho.

6. Bibliografia

- J.F. Kasting, D. Catling, Evolution of a Habitable Planet, Annu. Rev. Astron. Astrophys. 41 (2003) 429–463. doi:10.1146/annurev.astro.41.071601.170049.
- [2] T.F. Stocker, D. Qin, G.-K. Plattner, M. Tignor, S.K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex, P.M. Midgley, Climate change 2013: The physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernamental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom, and New York, NY, USA, 2014.
- [3] UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME (UNEP), Sustainable building and construction: facts and figures, Ind. Environ. Sustain. Build. Constr. 26 (2003).
- [4] E. Benhelal, G. Zahedi, E. Shamsaei, A. Bahadori, Global strategies and potentials to curb CO2 emissions in cement industry, J. Clean. Prod. 51 (2013) 142–161. doi:10.1016/j. jclepro.2012.10.049.
- [5] B.L. Damineli, Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas., text, Universidade de São Paulo, 2013. http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/ tde-19092014-103459/ (accessed March 24, 2016).
- [6] C.B.C. Corrêa, Estudo do desempenho dos aditivos plastificantes e polifuncionais em concretos de cimento portland tipo CPIII-40, Dissertação, Universidade Federal Fluminense, 2010.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 11768: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland, 2011.
- [8] K.H. Khayat, Viscosity-enhancing admixtures for cementbased materials — An overview, Cem. Concr. Compos. 20 (1998) 171–188. doi:10.1016/S0958-9465(98)80006-1.
- [9] A.M. Neville, Propriedades do Concreto, 5^a edição, Bookman Editora, 2015.
- [10] V.C. Pandolfelli, I.R. Oliveira, A.R. Stuart, R.G. Pileggi, Dispersão e empacotamento de partículas: Princípios e aplicações em processamento cerâmico, Fazendo Arte Editorial, São Paulo, 2000.
- [11] M.M. Alonso, M. Palacios, F. Puertas, Compatibility between polycarboxylate-based admixtures and blendedcement pastes, Cem. Concr. Compos. 35 (2013) 151–162. doi:10.1016/j.cemconcomp.2012.08.020.
- [12] O. Burgos-Montes, M. Palacios, P. Rivilla, F. Puertas, Compatibility between superplasticizer admixtures and cements with mineral additions, Constr. Build. Mater. 31 (2012) 300– 309. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.092.
- [13] E. Janowska-Renkas, The effect of superplasticizers' chemical structure on their efficiency in cement pastes, Constr. Build. Mater. 38 (2013) 1204–1210. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.09.032.
- [14] S.K. Agarwal, I. Masood, S.K. Malhotra, Compatibility of superplasticizers with different cements, Constr. Build. Mater. 14 (2000) 253–259. doi:10.1016/S0950-0618(00)00025-8.
- [15] R.C.O. Romano, M.S. Rebmann, H.M. Bernardo, J. Raucci, C. Massucato, R.J. Pileggi, Impact of particle packing on rheological properties of cementitious pastes dispersed with polycarboxylate, in: Annu. Trans. Nord. Rehology Soc., 2017: p. 8.

- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 7214: Areia normal para ensaio de cimento - especificação, 2015.
- [17] Grace Construction Products, Especificação de produto: ADVA CAST 527, (2016).
- [18] M. Hunger, H.J.H. Brouwers, Flow analysis of water–powder mixtures: Application to specific surface area and shape factor, Cem. Concr. Compos. 31 (2009) 39–59. doi:10.1016/j. cemconcomp.2008.09.010.
- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão, 1996.
- [20] F. de Larrard, T. Sedran, Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model, Cem. Concr. Res. 24 (1994) 997–1009. doi:10.1016/0008-8846(94)90022-1.
- [21] M.C. Limbachiya, T. Leelawat, R.K. Dhir, Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete, Mater. Struct. 33 (2000) 574. doi:10.1007/BF02480538.
- [22] V. Bonavetti, H. Donza, G. Menéndez, O. Cabrera, E.F. Irassar, Limestone filler cement in low w/c concrete: A rational use of energy, Cem. Concr. Res. 33 (2003) 865–871. doi:10.1016/S0008-8846(02)01087-6.
- [23] G. Rodríguez de Sensale, Strength development of concrete with rice-husk ash, Cem. Concr. Compos. 28 (2006) 158– 160. doi:10.1016/j.cemconcomp.2005.09.005.
- [24] F.A. Cardoso, Método de formulação de argamassas de revestimento baseado em distribuição granulométrica e comportamento reológico., text, Universidade de São Paulo, 2009. doi:10.11606/T.3.2009.tde-21122009-125012.
- [25] P.-C. Nkinamubanzi, P.-C. Aïtcin, Cement and Superplasticizer Combinations: Compatibility and Robustness, Cem. Concr. Aggreg. 26 (2004) 1–8. doi:10.1520/CCA12329.
- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência, 2005.
- [27] M.L. Wilson, S.H. Kosmatka, Design and Control of Concrete Mixtures, 15 edition, Portland Cement Assn, Skokie, III, 2011.
- [28] P.P.F. Rodrigues, Parâmetros de dosagem racional do concreto, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 1983.
- [29] J.J. Assaad, J. Harb, E. Chakar, Relationships Between Key ASTM Test Methods Determined on Concrete and Concrete-Equivalent-Mortar Mixtures, J. ASTM Int. 6 (2009) 1–13. doi:10.1520/JAI101735.
- [30] J.A.R. de Lima, Avaliação das conseqüências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas., text, Universidade de São Paulo, 2010. doi:10.11606/T.3.2010. tde-23082010-105858.
- [31] RELATÓRIO ANUAL 2013: Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, (n.d.). http://www.snic.org.br/pdf/RelatorioAnual2013final.pdf (accessed June 4, 2017).
- [32] V.C.H.C. Oliveira, B.L. Damineli, V. Agopyan, V.M. John, Strategies for the minimization of CO2 emissions from concrete, Ambiente Construído. 14 (2014) 167–181. doi:10.1590/S1678-86212014000400012.
- [33] World Business Council for Sustainable Development (IEA-WBCSD), Cement Technology Roadmap 2009, 2009.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures

Calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto





W. C. SANTIAGO ^a wagner.santiago@univasf.edu.br https://orcid.org/0000-0002-7939-5855

H. M. KROETZ ^b henrique.kroetz@ufpr.br https://orcid.org/0000-0003-3977-1112

A. T. BECK ° atbeck@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-4127-5337

max

Abstract

This paper presents a reliability-based calibration of partial safety factors for Brazilian codes used in the design of concrete structures. The work is based on reliability theory, which allows an explicit representation of the uncertainties involved in terms of resistances and loads. Regarding the resistances, this study considers beams with concrete of five classes (C20, C30, C40, C50 and C60), three ratios between base and effective depth (0.25, 0.50

and 0.75), three longitudinal reinforcement ratios (ρ_{\min} , 0.5% and ρ_{\max}) and three transverse reinforcement ratios ($\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$, 5. $\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$, and $\left(\frac{As}{s}\right)_{\max}$).

In terms of loads, this work considers seven ratios between live loads and permanent loads (qn/gn), and seven ratios between wind loads permanent loads (w_n/g_n). The study also adopts a single value for the target reliability index ($\beta_{target} = 3.0$). Results show that the optimized set of partial safety factors leads to more uniform reliability for different design situations and load combinations.

Keywords: code calibration, concrete structures, structural safety, reliability, safety, NBR 8681, NBR 6118.

Resumo

Este artigo apresenta a calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto. O trabalho está fundamentado na teoria de confiabilidade, que permite uma representação explícita das incertezas envolvidas em termos das resistências e ações. No que tange às resistências, são consideradas vigas projetadas para resistir a esforços de flexão e cisalhamento com concretos de cinco classes (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e

estorços de liexad e cisalitamento com consiste do cuer ana $(\rho_{min}, 0.5\% e \rho_{max})$ e três taxas de armaduras transversais $(\left(\frac{As}{s}\right)_{min})$

 $5 \cdot \left(\frac{s}{s}\right)$ No tocante às ações, são consideradas sete razões entre os carregamentos acidental e permanente (qn/gn), e sete razões entre os carregamentos do vento e permanente (w_n/g_n). O estudo ainda adotou um único valor para o índice de confiabilidade alvo (β_{avo} = 3,0). Os resultados mostraram que os conjuntos otimizados dos coeficientes parciais de segurança conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos.

Palavras-chave: calibração de norma, estruturas de concreto, confiabilidade, seguranca, NBR 6118, NBR 8681.

Universidade Federal do Vale do São Francisco, Colegiado de Engenharia Civil, Juazeiro, BA, Brasil;

Universidade Federal do Paraná. Centro de Estudos do Mar. Curitiba. PR. Brasil Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil

Received: 11 Aug 2018 • Accepted: 13 Dec 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

1. Introduction

Every structural design has uncertainties associated to construction materials and to the actions it will be subject to during execution and the useful life. Brazilian structural codes incorporate these uncertainties through limit state design, a method that establishes boundaries between desirable and undesirable structural behaviors.

According to this method, the safety of a structure is determined by its ability to support actions without reaching any ultimate limit state or serviceability limit state. The ultimate limit states are associated to loss of equilibrium of the structure or parts of it; while the serviceability limit states are related to the functionality of the structure.

Limit state design involves use of partial safety factors that control the risk against failure of a structure. Therefore, there are factors to reduce the resistance of the structural elements and to increase the actions, creating a margin of safety in relation to the main sources of uncertainties.

A reliability-based calibration process converted the American structural codes to this format. However, there is no clear evidence in the literature that the partial safety factors indicated in European codes derived from a generalized calibration process.

The safety factors indicated in Brazilian codes were not properly calibrated and were adapted from American and European codes. It is imperative that national codes be calibrated based on uncertainties that reflect the Brazilian reality, in terms of materials, actions and calculation models.

2. Objectives

This work aims to present a first study about the partial safety coefficients indicated in the main Brazilian codes used in the design of concrete structures: structural actions code [1] and concrete structures design code [2].

The study is based on structural reliability theory, which allows an explicit representation of uncertainties through consideration of resistances and loads as random variables, resulting in a quantitative estimation of safety: the reliability index (β).

The work involves a calibration methodology oriented to obtain a set of partial safety factors that minimizes the variations of the reliability indexes of different types of reinforced concrete beams projected according to Brazilian codes, in relation to the chosen target reliability index (β_{target}).

This study is important because it presents sets of partial safety factors that best reflect the reality of Brazilian concrete structures. It also reveals the need for an extensive calibration that contemplates other types of structural materials and elements.

3. Context

The code calibration process is intended to adjust safety factors that lead to designs with a desired level of reliability. In this way, calibration is the process of finding the set { γ_c , γ_s , γ_g , γ_q , γ_w , ψ_q and ψ_w } that minimizes the variations of the reliability indexes of the most diverse structures designed within the scope of a certain code, with respect to the target reliability index.

In the 1970s, the first publications were made with statistical results of loads, materials strength and load combinations for different types of structures [5]. These results allowed a first reliabilitybased calibration of American structural design codes in the 1980s. There is no clear evidence that European codes have gone through a similar calibration process, despite the clear effort of the Joint Committee on Structural Safety (JCSS), composed by professionals from different countries and involved with structural reliability research.

Since the beginning of this century, research has been conducted with respect to American concrete structures [6-10].

As the Brazilian structural design codes have been adapted to the limit state format from the American and European codes, it is evident that Brazilian partial safety factors have not been calibrated for the reality of the country.

A first approach to the calibration of Brazilian codes was made by Souza Jr [11], dealing specifically with steel structures. Subsequently, Nova and Silva [12] produced a preliminary calibration of Brazilian codes used in the design of prestressed concrete bridges.

4. Methodology

The present work deals with reliability-based calibration of the partial safety factors indicated in the main Brazilian codes used in the design of concrete structures. The procedure follows the main guidelines in Melchers and Beck [13]. Briefly, the calibration involves two major steps: the collection of statistics related to the reality of materials, loads and desing models in Brazil, and the calibration of partial safety factors. It should also be mentioned that the reliability problem was solved using the StRAnD program - Structural Reliability Analysis and Design – developed by Beck [14] at the Department of Structural Engineering of the School of Engineering of São Carlos.

5. Brazilian statistics

In this section we present the random variables related to Brazilian concrete structures. The distributions of the variables not available in the literature were adjusted based on the Chi-Square, Kolmogorov-Smirnov and Anderson-Darling goodness-of-fit tests, after exclusion of outliers.

5.1 Resistance variables

The following resistance variables related to concrete beams built in Brazil were adopted: concrete compressive strength (f_c), yield strength of reinforcing bars (f_y), cross section base (b), effective depth (d) and professional factor or resistance model uncertainties (E_m^R). A summary of the results concerning these variables is shown in Table 1; it is important to notice that the means are expressed as a function of their respective characteristic or nominal values.

Statistics in Table 1 were obtained from results of axial compression tests at 28 days performed in more than 39 thousand cylindrical specimens of concrete molded in loco all over Brazil, between 2011 and 2016, as reported by Santiago and Beck [15, 16, 17]. As in the work of Nowak et al. [8], the parameters of the probability distribution functions of the variables were ob-

Table 1Resistance random variables

Ran	ndom variable	Distribution	Mean	C.V.
	C20	Normal	1.30.f _{ck}	0.20
	C30	Normal	1.22.f _{ck}	0.15
f _c	C40	Normal	1.16.f _{ck}	0.11
	C50	Normal	1.11.f _{ck}	0.10
	C60	Normal	1.10.f _{ck}	0.09
	f _v	Normal	1.22.f _{yk}	0.04
	b	Normal	b _n	(4+0,006.b _n)/b _n
	d	Normal	d _n	10 mm/d
r.R	Flexural resistance	Normal	1.02	0.06
E_{m}	Shear resistance	Normal	1.075	0.10

tained from the adjustment of probability density function (Figure 1). Table 2 presents a quantification of the specimens according to the strength class. It should be mentioned that these results were provided by the following companies, educational institutions and laboratories: AJL Engenharia, Centro de Tecnologia da UFAL, CONSULTARE Laboratório, CSP Projetos e Consultoria, EGELTE Engenharia, ITAIPU BINACIONAL, Laboratório de Ensaios de Materiais da FACENS, Laboratório de Materiais de Construção e Técnicas Construtivas da UNIVASF, MPA Controle Tecnológico, SENAI-DF, SILCO Engenharia, TECNOL Tecno-

Table 2

1.50

1.40 1.30

1.20

1.10

1.00

0.90

Quantification of specimens by concrete class

logia em Concreto, TECNOCON Engenharia e VENTUSCORE Soluções em Concreto.

The variable $f_{y'}$ on the other hand, was based on results from tensile tests performed in more than 8.7 thousand samples of CA-50 bars with different diameters and produced in several batches in Brazil throughout 2016. Table 3 presents a quantification of the specimens according to the size. It should be noted that these results were provided directly by ArcelorMittal Brasil, which is the largest producer of steel in Latin America, and one of the main manufacturers of reinforcing bars in Brazil.

The impossibility of carrying out an experimental study associated with the scarcity of publications on the subject resulted in

Classe	Quantity
C20	4511
C25	1053
C30	6685
C35	7804
C40	3982
C45	2527
C50	13272

Table 3

Ø (mm) 8

12.5

Quantification of specimens by reinforcing bar size

Quantity

3352

2416



Figure 1

25

30

..... USA - Nowak et al [8]

35

40

μ

a

45

···· Brazil - This work

50

Recommended parameters for the probability distribution functions of the variable f

fc (MPa)

60

55

Variá	ivel aleatória	Distribuição	Média	C.V.
	g	Normal	1.06.g _n	0.12
	q _{apt}	Gamma	0.25.q _n	0.55
	Q ₅₀	Gumbel	1.00.q _n	0.40
W ₁		Gumbel	0.33.w _n	0.47
	W ₅₀	Gumbel	0.90.w _n	0.34
ES	Flexural resistance	Log-normal	1.00	0.10
	Shear resistance	Log-normal	1.00	0.10

Table 4Load random variables

the adoption of the prescriptions of Brazilian concrete structures construction code [18] and of the JCSS [19] in the definition of variables b and d.

The random variable E_m^R , which expresses the difference between the actual strength of a structural element and the behavior predicted by a calculation model, corresponded to the distributions indicated by Nowak et al. [8] and Stucchi and Santos [20]. This was only possible because these distributions were in line with the calculation models used in Brazilian structural offices.

5.2 Load variables

The following load variables related to beams built in Brazil were adopted: dead load (g), arbitrary point in time live load (q_{apt}), 50 year extreme live load (q_{s0}), anual extreme wind load (w_4), 50 year extreme wind load (w_{s0}) and load model uncertainties (E_m^S). A summary of the results concerning these variables is shown in Table 4; it is important to note that the means are expressed as a function of their respective nominal values.

The dead load variable g was based on results sent by different structural engineers that determined the weight of the same building based on the return given by the construction companies that hired them. The multi-storey residential building represents a generalization of the most commonly constructed buildings in Brazil. The following structural engineers participated in the study: Carlos Baccini, Cesar Pinto, Daniel Miranda, Douglas Couto, Enio Barbosa, Fernando Stucchi, Josafá de Oliveira Filho, Luiz Cabral, Murilo Marques, Paulo Sousa, Rodrigo Nurnberg e Vitor Hugo.

The life load variables $q_{_{apt}}$ and $q_{_{50}}$ were based on two reference tributary areas and two shape factors from the stochastic model

Table 5

Weights w_{ij} for different ratios q_n/g_n or w_n/g_n (adapted from Ellingwood et al [5])

q_n/g_n or w_n/g_n	w _{ij}
0	0.10
0.5	0.45
1.0	0.30
1.5	0.10
2.0	0.05
3.0	0
5.0	0

proposed in JCSS [19]. In this way, the load was divided in two independent parts - sustained and intermittent – in which the time between changes was represented by an exponential distribution and the number of changes by a Poisson process. From the maximum load obtained by the sum between the sustained and intermittent loads in a reference period, it was possible to adjust distributions for both variables based on the revised load values prescribed by the Brazilian code about loads for structural design [21].

Wind load variables w_1 and w_{50} assumed the results proposed by Beck and Souza Jr. [4],which were based on wind speed series obtained in Brazilian meteorological stations.

Due to the lack of papers on the uncertainties associated with the definitions of effects in concrete structures design, the random variable E_m^S was based on the information provided by the JCSS [19].

6. Calibration

Calibration procedure is presented in this section, as well as the cases considered in the determination of the new Brazilian partial safety factors indicated in the structural safety code [1] and in the concrete structures design code [2].

6.1 Procedures

The calibration of the safety factors was formulated as a reliabilitybased design optimization (RBDO) problem, in which the uncertainties involved, represented as random variables (as shown in Tables 1 and 4), were considered explicitly. The calibration problem can be stated as:

find:
$$\gamma_c, \gamma_s, \gamma_g, \gamma_q, \gamma_w, \psi_q e \psi_w$$
 (1)

that minimizes:
$$D_f = \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} \left\{ \left[\beta_{target} - \min_k \left(\beta_{ijk} \right) \right]^2 \cdot w_{ij} \right\}$$

where m and n are the load ratios considered, β_{ijk} is the reliability index calculated for the load ratios ij, w_{ij} is the weight of each load ratio in the combination, according to the relative importance of that design case (Table 5), and k is the critical limit state among the cases considered in Eq. 2.

$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot R(f_c, f_y, b e d) - E_m^S . S(g + q_{50} + w_1) = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot R(f_c, f_y, b e d) - E_m^S . S(g + q_{apt} + w_{50}) = 0 \end{cases}$$
(2)

These two equations are valid for the five combinations that derive from the combination equation proposed by the structural safety code [1], as presented in Eq. 3.

$$S_{D} = max \begin{bmatrix} Y_{g} \cdot g_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{q} \cdot q_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{w} \cdot w_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{q} \cdot q_{n} + Y_{w} \cdot \psi_{w} w_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{q} \cdot q_{n} + Y_{w} \cdot \psi_{w} q_{n} \end{bmatrix}$$
(3)

Reliability indexes were evaluated via the First Order Reliability Method (FORM) [22]. FORM is considered adequate in relation to processing speed, given the large number of reliability indexes that were calculated, as well accurate in dealing with low dimensionality limit state equations that do not present large nonlinearities.

The target reliability index was set as β_{target} = 3, as this corresponds to the mean of reliability indexes obtained before the calibration; this is also a reference number recommended in Melchers and Beck [13].

Finally, the optimization problem was solved through the Particle Swarm Optimization algorithm (PSO), which is a meta-heuristic algorithm oriented at identifying the global minimum in non-convex design spaces [23].

6.2 Structural configurations

This work considered beams with concrete of five classes (C20, C30, C40, C50 and C60), three ratios between base and effective depth (0.25, 0.50 and 0.75), three longitudinal reinforcement ratios (ρ min, 0.5% and ρ max) and three transverse reinforcement ratios

$$\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$$
, 5. $\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$ and $\left(\frac{As}{s}\right)_{\max}$

It should be mentioned that ρ_{min} is a function of the concrete compressive strength (f_{ck}) and pmax is a function of the maximum height of the neutral line in the cross section (x/d \leq 0.45 for concrete with \leq 50 MPa and x/d \leq 0.35 for concrete with 50 MPa < $f_{ck} \leq$ 90 MPa).

It is also worth noting that
$$\left(\frac{A_s}{S}\right)_{min}$$
 is a function of the

Table 6

Partial safety factors with and without calibration for flexural resistance of reinforced concrete beams

Factors	Without adlibration	With calibration
Faciois		β _{target} = 3.0
Ϋ́c	1.40	1.35 (1.35)*
٧s	1.15	1.14 (1.15)*
٧ _g	1.40	1.24 (1.25)*
$\gamma_{\rm q}$	1.40	1.67 (1.65)*
٧w	1.40	1.62 (1.60)*
ψ_{q}	0.50/0.70/0.80	0.32 (0.30)*
ψ_{w}	0.60	0.29 (0.30)*
$\gamma_q.\psi_q$	0.70/0.98/1.12	0.53 (0.50)*
$\gamma_{w} \cdot \psi_{w}$	0.84	0.47 (0.48)*

*Approximate values in parentheses.

concrete compressive strength (f_{ck}) and of the cross section base

(b), while $\left(\frac{A_s}{S}\right)_{max}$ is a function of the ultimate shear strength (V_{Rd2}).

The limit state functions used in the calibration process proposed in this study, and related to the flexural resistance of reinforced concrete beams, are expressed in Eq 4.

-

$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\left(\frac{\lambda_c}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot b \cdot f_c} \right) \right] - E_m^S \cdot \left[M_g + M_{q_{50}} + M_{w_1} \right] = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\left(\frac{\lambda_c}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot b \cdot f_c} \right) \right] - E_m^S \cdot \left[M_g + M_{w_{50}} + M_{q_{apt}} \right] = 0 \end{cases}$$
(4)

where A_s is the cross-section area of reinforcing bars, determined from the longitudinal reinforcement ratios, α_c is the factor related to the Rüsch effect (Eq. 5), and λ_c is the ratio between the depths of the rectangular and the parabolic-rectangular concrete stress blocks (Eq. 6).

$$\alpha_{c} = \begin{cases} 0.85 & \text{(for concrete with } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}) \\ 0.85. \left[1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right] & \text{(for concrete with } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \le 90 \text{ MPa}) \end{cases}$$
(5)
$$\lambda_{c} = \begin{cases} 0.80 & \text{(for concrete with } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}) \\ 0.80 - \left[\frac{(f_{ck} - 50)}{400} \right] & \text{(for concrete with } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \le 90 \text{ MPa}) \end{cases}$$
(6)

The limit state functions used in the calibration process proposed in this work and related to the shear resistance of reinforced concrete beams are expressed in Eq 7.

$$\begin{pmatrix} g_1(X) = E_m^R \cdot \left[\left(\left(\frac{As}{s} \right) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y \right) + \left(0.6 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \right) \right] - E_m^S \cdot \left[V_g + V_{q_{50}} + V_{w_1} \right] = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot \left[\left(\left(\frac{As}{s} \right) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y \right) + \left(0.6 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \right) \right] - E_m^S \cdot \left[V_g + V_{w_{50}} + V_{q_{apt}} \right] = 0$$

$$(7)$$

In agreement with the prescriptions of the Brazilian concrete structures design code [2], this study considered the classical Ritter-Morsch truss with 45 degrees angle. The resistance function of the problem corresponded to the sum of the shear force absorbed by the stirrups and of the shear force absorbed by the complementary mechanisms.

For both problems (beam bending and shear), the conventional design procedure is inverted: instead of finding the required strength for specified loading, beam cross-section and reinforcement ratio are specified, and design strength (R_D) is evaluated, using γ_c and γ_s [2]. Based on this strength, and on pre-defined ratios between dead and variable loads, the nominal design code alowable dead load (g_n) is evaluated:

$$g_{n} = \begin{cases} \frac{R_{D}}{Y_{g} + Y_{q} \cdot (q_{n}/g_{n}) + Y_{w} \cdot \Psi_{w} \cdot (w_{n}/g_{n})} \\ \frac{R_{D}}{Y_{g} + Y_{w} \cdot (w_{n}/g_{n}) + Y_{q} \cdot \Psi_{q} \cdot (q_{n}/g_{n})} \end{cases}$$
(8)

7. Results

Results obtained from the reliability-based calibration of the partial



Figure 2

Reliability index bounds for flexural resistance of reinforced concrete beams and $\beta_{target=3.0}$

safety factors indicated in the main Brazilian codes that guide the design of concrete structures are presented in this section.

7.1 The flexural resistance of reinforced concrete beams

Table 6 presents the set of partial safety factors currently indicated in the actions code [1] and in the concrete structures design code [2], as well as the same set after calibration, related to the flexural resistance of reinforced concrete beams.

It is possible to notice that the reliability-based calibration resulted in a decrease in the values of factors $\gamma_{_{C}},\,\gamma_{_{S}},\,\gamma_{_{\alpha}},\,\psi_{_{\alpha}}$ and $\psi_{_{W}}\!,$ which was compensated by the increase in the values of γ_{n} and γ_{w} . Similar to the results observed by Beck and Souza Jr. [4], partial factors resulting from the calibration process increased the primary loads and reduced the secondary loads.

Figure 2 shows the variations of reliability indexes for different loads considering the safety factors before and after calibration. This figure shows

that the calibrated factors lead to greater uniformity in reliability for different designs and load combinations, given the reduction in dispersion of results and the increase in the average reliability index from 2.95 to 3.0. In order to allow an evaluation of the influence of concrete strength in the calibration, Figure 3 presents the variation of reliability indexes for the concrete classes considered in this study. It shows that for both sets, there is a greater dispersion in the results at the upper limit. The beams with higher longitudinal reinforcement ratios present greater reliability, yet these beams also present greater dispersion in the results. The behavior illustrated in Figure 3 results from increase in the height of the neutral line, which is accompanied by an increase in the height of the concrete stress block, raising the relative importance of variable f, which is directly affected by the differences in its parameters in each concrete class.

The calibrated factors are interesting because they lead to safer concrete beams, but the analysis cannot be limited to technical aspects; it should contemplate at least a brief appreciation of the economic impacts of the new factors.



Figure 3

Reliability index bounds for flexural resistance of reinforced concrete beams, all concrete classes and $\beta_{target = 3.0}$

Ma

Min C30

Min C40

Min C50

Max Max

Max C60

Min C50

Min - C20

Min - C30

Min - C40

Min - C60

After C

Min - C60

Table 7

Partial safety factors with and without calibration for shear resistance of reinforced concrete beams

Egotora	Without adlibration	With calibration
FUCIOIS		β_{target} = 3.0
Ϋ́c	1.40	1.37 (1.35)*
۷s	1.15	1.16 (1.15)*
Υg	1.40	1.25 (1.25)*
۲q	1.40	1.68 (1.70)*
Yw	1.40	1.63 (1.65)*
Ψ_q	0.50/0.70/0.80	0.34 (0.35)*
ψ_w	0.60	0.31 (0.30)*
γ_{q}, ψ_{q}	0.70/0.98/1.12	0.57 (0.59)*
$\gamma_w.\psi_w$	0.84	0.50 (0.49)*

*Approximate values in parentheses.

For $\psi_q = 0.5$ the new factors increase the average load by 2.0%, for $\psi_q = 0.7$ the new factors do not increase the average load, and for $\psi_q = 0.8$ the new factors decrease the average load by 4.0%.



7.2 The shear resistance of reinforced concrete beams

Table 7 presents the set of partial safety factors currently indicated in the actions code [1] and in the concrete structures design code [2], as well as the same set after the calibration, related to the shear resistance of reinforced concrete beams.

Again, it is possible to observe that the calibrated factors increase the primary loads and reduce the secondary loads. The difference in the factors calibrated for flexural and shear resistance results from the fact that the same target reliability index was adopted for both problems, whereas each one presents an average reliability index of its own.

Figure 4 ilustrates the variations of reliability indexes for different loads, considering the safety factors before and after calibration, while figure 5 presents the variations of reliability indexes for the concrete classes considered in this work. Both figures show that calibrated factors lead to greater uniformity in reliability, for different design cases and load combinations, given the reduction in dispersion of results and the increase in the average reliability index from 2.89 to 3.0.



Figure 4

Reliability index bounds for shear resistance of reinforced concrete beams and $\beta_{target = 3.0}$



Figure 5

Reliability index bounds for shear resistance of reinforced concrete beams, all concrete classes and $\beta_{target=3.0}$

In the calibration for shear and for $\psi_a = 0.5$ the new factors increase the average load by 3.0%, for $\psi_a = 0.7$ the new factors increase the average load by 0.5%, and for ψ_{α} = 0.8 the new factors decrease the average load by 1.0%.

7.3 Additional considerations

Although the impacts of the new partial safety factors vary from project to project, the sets calibrated in this study are interesting from a technical point of view. The presented results reinforce the importance of a calibration that contemplates other types of structural elements and materials, and a detailed study on the economics impacts of the new factors.

Conclusions 8.

This paper presented a study on reliability-based calibration of partial safety factors indicated in the main Brazilian codes used in the design of concrete structures. The study considered beams with concrete of five classes (C20, C30, C40, C50 and C60), three ratios between base and effective depth (0.25, 0.50 and 0.75), three longitudinal reinforcement ratios ($\rho_{\text{min}},$ 0.5% and $\rho_{\text{max}})$ and three

transverse reinforcement ratios

$$\left(\frac{\mathrm{As}}{\mathrm{s}}\right)_{\mathrm{min}}$$
, 5. $\left(\frac{\mathrm{As}}{\mathrm{s}}\right)_{\mathrm{min}}$ and $\left(\frac{\mathrm{As}}{\mathrm{s}}\right)_{\mathrm{max}}$

The work also considered a single value for the target reliability index (β_{target} = 3.0), seven ratios between live loads and permanent loads (q_n/g_n) , and seven ratios between wind loads and permanent loads (w_n/g_n). The study showed that calibrated factors result in greater uniformity in reliability for different design cases and load combinations, which is mainly achieved by increase in principal loads, and reduction in the secondary loads.

Acknowledgments 9.

The authors are grateful to CNPq and CAPES for the founding, as well as the professionals who provided the data used to characterize Brazilian statistics for concrete and steel strength, as well as dead loads.

10. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ação e segurança nas estruturas - procedimento. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto armado e protendido. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- SANTIAGO, W.C.; KROETZ, H.M.; BECK, A.T. Uma primeira [3] tentativa de calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto, Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018(to appear).
- BECK, A.T.; SOUZA JR, A.C. A first attempt towards reliabil-[4] ity-based calibration of Brazilian structural design codes. J, of the Braz. Soc of Mech. Sci & Eng. V.32, p.119-127, 2010.
- ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T.V.; McGREGOR, J.G.; [5] CORNELL, Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. Special Report 577, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980.

- NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M. Calibration of Design Code [6] for Buildings (ACI 318): Part 1-Statistical Models for Resistance, ACI Structural Journal, V. 100, N. 3, p.377-382, 2003.
- [7] NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M. 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.
- NOWAK, A.S.; RAKOCZY, A.M.; SZELIGA, E., Revised Sta-[8] tistical Resistance Models for R/C Structural Components, ACI SP honoring Andy Scanlon, 2011.
- [9] NOWAK, A.S., COLLINS K.R., Reliability of Structures, Mc-Graw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 2nd Edition, 2012.
- [10] NOWAK, A. S.; RAKOCZY, A. M. Reliability-Based Calibration of Design Code for Concrete Structures (ACI 318), Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012.
- [11] SOUZA JUNIOR, A.C. de. Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2009.
- [12] NOVA, S.J.S.; SILVA, M.C.A.T.Cálculo dos coeficientes parciais de segurança para pontes de concreto protendido sob solicitações normais com base na teoria de confiabilidade estrutural, Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.
- [13] Melchers, R.E.; BECK, A.T. Structural Reliability Analysis and Prediction. 3nd edition. John Wilev and Sons. 2018.
- [14] BECK, A.T. StRAnD: manual do usuário. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.
- SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. A new study of Brazilian con-[15] crete strength conformance. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V.10, N. 4, p.906-923, 2017.
- SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. Um estudo da conformidade [16] da resistência do concreto convencional produzido no Brasil, Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.
- [17] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. Um estudo da conformidade do concreto de resistência moderada produzido no Brasil, Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018 (to appear).
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de estrturas de concreto - procedimento. - NBR 14931, Rio de Janeiro, 2004.
- JCSS Joint Committee on Structural Safety, 2001: "Proba-[19] bilistic Model Code", disponível online http://www.jcss.byg. dtu.dk/Publications/Probabilistic Model Code.aspx, acessado em 22/01/2018.
- [20] STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118e. Revista IBRAC-ON de Estruturas e Materiais, V.3, N. 2, p.230-239, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. - NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [22] HASOFER, A.M., LIND, N.C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. Journal of the Engineering Mechanics division, 100(1), 111-121.
- KENNEDY, J.; EBERHART, R. (1995). "Particle Swarm Opti-[23] mization". Proceedings of IEEE International Conference on Neural Networks. IV. pp. 1942-1948.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures

Calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto





W. C. SANTIAGO ^a wagner.santiago@univasf.edu.br https://orcid.org/0000-0002-7939-5855

H. M. KROETZ ^b henrique.kroetz@ufpr.br https://orcid.org/0000-0003-3977-1112

A. T. BECK ° atbeck@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-4127-5337

max

Abstract

This paper presents a reliability-based calibration of partial safety factors for Brazilian codes used in the design of concrete structures. The work is based on reliability theory, which allows an explicit representation of the uncertainties involved in terms of resistances and loads. Regarding the resistances, this study considers beams with concrete of five classes (C20, C30, C40, C50 and C60), three ratios between base and effective depth (0.25, 0.50

and 0.75), three longitudinal reinforcement ratios (ρ_{\min} , 0.5% and ρ_{\max}) and three transverse reinforcement ratios ($\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$, 5. $\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$, and $\left(\frac{As}{s}\right)_{\max}$).

In terms of loads, this work considers seven ratios between live loads and permanent loads (qn/gn), and seven ratios between wind loads permanent loads (w_n/g_n). The study also adopts a single value for the target reliability index ($\beta_{target} = 3.0$). Results show that the optimized set of partial safety factors leads to more uniform reliability for different design situations and load combinations.

Keywords: code calibration, concrete structures, structural safety, reliability, safety, NBR 8681, NBR 6118.

Resumo

Este artigo apresenta a calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto. O trabalho está fundamentado na teoria de confiabilidade, que permite uma representação explícita das incertezas envolvidas em termos das resistências e ações. No que tange às resistências, são consideradas vigas projetadas para resistir a esforços de flexão e cisalhamento com concretos de cinco classes (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e

estorços de liexad e cisalitamento com consiste do cuer ana $(\rho_{min}, 0.5\% e \rho_{max})$ e três taxas de armaduras transversais $(\left(\frac{As}{s}\right)_{min})$

 $5 \cdot \left(\frac{s}{s}\right)$ No tocante às ações, são consideradas sete razões entre os carregamentos acidental e permanente (qn/gn), e sete razões entre os carregamentos do vento e permanente (w_n/g_n). O estudo ainda adotou um único valor para o índice de confiabilidade alvo (β_{avo} = 3,0). Os resultados mostraram que os conjuntos otimizados dos coeficientes parciais de segurança conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos.

Palavras-chave: calibração de norma, estruturas de concreto, confiabilidade, seguranca, NBR 6118, NBR 8681.

Universidade Federal do Vale do São Francisco, Colegiado de Engenharia Civil, Juazeiro, BA, Brasil;

Universidade Federal do Paraná. Centro de Estudos do Mar. Curitiba. PR. Brasil Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil

Received: 11 Aug 2018 • Accepted: 13 Dec 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

1. Introdução

São intrínsecas a todo projeto de estruturas incertezas associadas aos materiais que serão empregados em sua construção e às ações a que ela estará sujeita durante e após a sua execução. As normas brasileiras de projeto estrutural levam em consideração essas incertezas através do método dos estados limites, que estabelece fronteiras entre comportamentos estruturais desejáveis e indesejáveis. De acordo com este método, a segurança de uma estrutura é determinada pela sua capacidade de suportar ações sem atingir quaisquer estados limites últimos ou de serviços. Estados limites últimos estão associados com a capacidade resistente da estrutura, enquanto estados limites de serviços estão relacionados com a utilização da estrutura.

O método dos estados limites envolve o emprego de coeficientes parciais de segurança que visam controlar o risco de falha de uma estrutura. Portanto, são introduzidos coeficientes para minorar a resistência dos elementos estruturais e para majorar as ações, criando uma margem de segurança em relação às principais fontes de incertezas.

Quando convertidas a este formato, as normas americanas passaram por um processo de calibração baseado em confiabilidade estrutural. No caso das normas europeias, não há evidências claras na literatura de que os seus coeficientes derivaram de um processo generalizado de calibração.

Em relação às normas brasileiras de projetos estruturais, é sabido que os coeficientes parciais de segurança indicados nelas não foram devidamente calibrados, tendo eles sido adaptados de normas americanas e/ou europeias. Desta forma, é imprescindível que as normas nacionais passem por um processo de calibração a partir da consideração de incertezas que reflitam a realidade brasileira, em termos de materiais, ações e modelos de cálculo.

2. Objetivos

Este trabalho objetiva apresentar um primeiro estudo acerca dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas principais normas brasileiras empregadas na elaboração de projetos estruturais em concreto: norma de ação e segurança nas estruturas [1] e norma de projeto de estruturas de concreto [2].

O estudo é fundamentado na teoria de confiabilidade estrutural, que permite uma representação explícita das incertezas através da consideração de variáveis aleatórias de resistências e solicitações, resultando em uma estimativa quantitativa da segurança: o índice de confiabilidade (β).

O trabalho envolve uma metodologia de calibração orientada para a obtenção de um conjunto de coeficientes parciais de segurança que minimiza as variações dos índices de confiabilidade de diferentes tipos de vigas de concreto armado projetadas segundo as normas brasileiras de interesse, em relação ao índice de confiabilidade alvo adotado (β_{alvo}).

Este estudo se mostra importante justamente por apontar conjuntos de coeficientes parciais de segurança que melhor refletem a realidade das estruturas de concreto brasileiras, de modo a revelar a importância da realização de uma calibração mais extensa que contemple outros tipos de elementos estruturais.

3. Contextualização

O processo de calibração de normas tem por objetivo o ajuste de coeficientes de segurança que garantam um projeto compatível com o nível desejado de confiabilidade. Desta maneira, a calibração é o processo de encontro do conjunto { γ_c , γ_s , γ_g , γ_q , γ_w , $\psi_q \in \psi_w$ } que minimiza as variações dos índices de confiabilidade das mais diversas estruturas projetadas dento do escopo de uma determinada norma, em relação a um índice de confiabilidade alvo.

Nos anos 70 foram feitas as primeiras publicações com resultados estatísticos de materiais, carregamentos e combinações de ações para diferentes tipos de estruturas [5]. Tais resultados permitiram que nos anos 80 as normas americanas tivessem os seus coeficientes parciais de segurança calibrados com base em confiabilidade estrutural.

Não há evidências claras de que as normas europeias tenham passado por um processo semelhante de calibração, apesar do claro esforço do *Joint Committe on Structural Safety* (JCSS). Este comitê é formado por profissionais de diversos países, e visa desenvolver pesquisas na área de confiabilidade e segurança estrutural.

Desde o começo deste século, tem sido empreendidas pesquisas nos Estados Unidos da América com resultados estatísticos e de calibração da norma de projeto de estruturas de concreto americanas, conforme Nowak e Szerszen [6], [7], Nowak *et al* [8], Nowak e Collins [9] e Nowak e Rakoczy [10].

Como as normas brasileiras de estruturas foram adaptadas ao formato dos estados limites a partir das normas americanas e europeias, fica evidente que os seus coeficientes parciais de segurança não foram devidamente calibrados para a realidade das construções no país.

Uma primeira abordagem do problema de calibração dos coeficientes de ponderação das normas do Brasil foi realizada por Souza Jr. [11], tratando especificamente de estruturas metálicas. Nova e Silva [12], por conseguinte, abordam preliminarmente uma calibração dos coeficientes usados nos projetos de pontes de concreto protendido no Brasil.

4. Metodologia

O presente trabalho trata da calibração, com base em confiabilidade estrutural, dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas principais normas brasileiras empregadas no desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto. Para tanto, foram adotados os procedimentos baseados em Melchers e Beck [13]. De maneira resumida, o trabalho de calibração envolveu duas grandes etapas: levantamento das estatísticas para a realidade dos materiais, ações e modelos de cálculo do Brasil e realização da calibração propriamente dita dos coeficientes parciais de segurança. Cabe ainda mencionar que o problema de confiabilidade foi resolvido utilizando o programa StRAnD – *Structural Reliability Analysis and Design* – desenvolvido junto ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos por Beck [14].

5. Estatísticas brasileiras

Nesta seção são apresentadas as variáveis aleatórias de resistência e solicitação relacionadas com as estruturas de concreto

Tabela 1

Variáveis aleatórias de resistência

Variáv	vel aleatória	Distribuição	Média	C.V.
	C20	Normal	1,30.f _{ck}	0,20
	C30	Normal	1,22.f _{ck}	0,15
f	C40	Normal	1,16.f _{ck}	0,11
	C50	Normal	1,11.f _{ck}	0,10
	C60	Normal	1,10.f _{ck}	0,09
	f _v	Normal	1,22.f _{vk}	0,04
	b	Normal	b _n	(4+0,006.b _n)/b _n
	d	Normal	d _n	10 mm/d
ъR	Flexão	Normal	1,02	0,06
E_{m}^{n}	Cisalhamento	Normal	1,075	0,10

construídas no Brasil, sendo que as distribuições daquelas não disponíveis na literatura foram ajustadas com base nos testes de aderência Chi-Quadrado, Kolmogorov-Smirnov e Anderson-Darling, após análise estatística prévia das amostras obtidas com vista à eliminação de *outliers*.

5.1 Variáveis de resistência

Classe

Foram levantadas as seguintes variáveis aleatórias relacionadas

Tabela 2

Quantificação das amostras em função da classe de resistência do concreto

Amostras

com a resistência das estruturas de concreto construídas no país: resistência à compressão do concreto (f_c), resistência ao escoamento de barras de aço (f_y), base da seção transversal de vigas (b), altura útil de vigas (d) e erro de modelo de resistência (E_m^R). Um resumo dos resultados referentes a estas variáveis consta na Tabela 1, cabendo destacar que as médias estão escritas em função dos respectivos valores característicos ou nominais.

A variável f_c foi construída com base em resultados de ensaios de resistência à compressão axial aos 28 dias de idade procedidos em mais de 39 mil corpos de prova cilíndricos moldados *in loco* em obras das cinco regiões do Brasil, entre os anos de 2011 e 2016,

Tabela 3

Quantificação das amostras em função do diâmetro das barras de aço

C20	4511		
C25	1053	Ø (mm)	Amostras
C30	6685	8	3352
C35	7804	12,5	2416
C40	3982	16	1441
C45	2527	20	571
C50	13272	25	961



Figure 1

Valores recomendados para os parâmetros da distribuição da variável aleatória f

Variáv	el aleatória	Distribuição	Média	C.V.
	g	Normal	1,06.g _n	0,12
	q _{apt}	Gamma	0,25.q _n	0,55
	Q ₅₀	Gumbel	1,00.q _n	0,40
	W ₁	Gumbel	0,33.w _n	0,47
	W ₅₀	Gumbel	0,90.w _n	0,34
rS	Flexão	Log-normal	1,00	0,10
E_{m}	Cisalhamento	Log-normal	1,00	0,10

Tabela 4 Variáveis aleatórias de solicitação

conforme divulgado por Santiago e Beck [15], [16] e [17]. Assim como no trabalho de Nowak *et al* [8], os parâmetros das curvas de distribuição de probabilidades da variável f_c foram obtidos a partir do ajuste de curvas de tendência (Figura 1). A Tabela 2 apresenta uma quantificação das amostras em função da classe de resistência, sendo que os resultados relacionados a elas foram fornecidos pelas seguintes empresas, instituições de ensino e laboratórios: AJL Engenharia, Centro de Tecnologia da UFAL, CONSULTARE Laboratório, CSP Projetos e Consultoria, EGELTE Engenharia, ITAIPU BINACIONAL, Laboratório de Ensaios de Materiais da FACENS, Laboratório de Materiais de Construção e Técnicas Construtivas da UNIVASF, MPA Controle Tecnológico, SENAI-DF, SILCO Engenharia, TECNOL Tecnologia em Concreto, TECNOCON Engenharia e VENTUSCORE Soluções em Concreto.

A variável f_y, por sua vez, foi construída com base em resultados de ensaios de tração procedidos em mais de 8,7 mil amostras de aço CA-50 com diferentes diâmetros e oriundas de diversos lotes produzidos no Brasil ao longo do ano de 2016. A Tabela 3 apresenta uma quantificação das amostras em função do diâmetro, a partir de dados fornecidos diretamente pela ArcelorMittal Brasil, maior produtora de aços longos da américa latina e uma das principais fabricantes de aço para concreto armado no Brasil.

A impossibilidade de realização de um estudo experimental atrelada com a escassez de publicações sobre o assunto fez com que, neste estudo, fossem adotadas para as variáveis b e d as prescrições da norma de execução de estruturas de concreto [18] associadas com as distribuições propostas pelo JCSS [19].

Com relação à variável aleatória E_m^R , que exprime a diferença entre o comportamento real de um elemento estrutural e o comportamento previsto para ele, foram adotadas as distribuições indicadas por Nowak *et al.* [8] e Stucchi e Santos [20], e que correspondem aos

Tabela 5

Pesos w_{ij} para diferentes razões q_n/g_n ou w_n/g_n (adaptada de Ellingwood *et al.* [5])

q_n/g_n or w_n/g_n	W _{ij}
0	0,10
0,5	0,45
1,0	0,30
1,5	0,10
2,0	0,05
3,0	0
5,0	0

modelos utilizados em escritórios de cálculo brasileiros para o dimensionamento de vigas submetidas à flexão e ao cisalhamento.

5.2 Variáveis de solicitação

Foram levantadas as seguintes variáveis de solicitação relacionadas com as estruturas de concreto edificadas no Brasil: ação permanente (g), ação acidental em um ponto arbitrário no tempo (q_{ant}), ação acidental máxima de 50 anos (q₅₀), pressão do vento máximo anual (w₁), pressão do vento máximo de 50 anos (w₅₀) e erro de modelo de solicitação (E^{S}_{m}). Um resumo dos resultados referentes a estas variáveis consta na Tabela 4, cabendo salientar que as médias estão escritas em função dos respectivos valores nominais. A variável q foi construída com base em resultados enviados por diferentes engenheiros calculistas, que determinaram o peso próprio de uma mesma edificação, com base no retorno dado pelo mercado para o qual eles desenvolvem projetos estruturais. A edificação em questão corresponde a um prédio residencial de múltiplos pavimentos que representa uma generalização dos edifícios mais comumente construídos no país, tanto no que tange ao partido arquitetônico quanto aos acabamentos e materiais de revestimentos. Participaram deste estudo os engenheiros calculistas Carlos Baccini, Cesar Pinto, Daniel Miranda, Douglas Couto, Enio Barbosa, Fernando Stucchi, Josafá de Oliveira Filho, Luiz Cabral, Murilo Marques, Paulo Sousa, Rodrigo Nurnberg e Vitor Hugo.

As variáveis $q_{apt} e q_{50}$ foram construídas com base em duas áreas tributáveis e dois fatores de forma a partir do modelo estocástico proposto pelo JCSS [19]. Desta maneira, o carregamento foi dividido em duas parcelas independentes – contínua e intermitente – cujo tempo entre mudanças foi representado por uma distribuição exponencial e o número de mudanças por um processo de Poisson. Sendo o máximo carregamento a maior das somas entre as parcelas contínua e intermitente em um período de referência, foi possível ajustar uma distribuição de extremos para ambas as variáveis, tomando sempre como referência os valores prescritos pela versão revisada e colocada para votação da norma de cargas para o cálculo de estruturas de edificações [21].

Para as variáveis $w_1 e w_{50}$ foram adotados os resultados propostos por Beck e Souza Jr. [4], os quais decorrem de ajustes feitos a partir de séries histórias da velocidade do vento em diferentes estações meteorológicas brasileiras.

Em decorrência da escassez de trabalhos sobre as incertezas na determinação das ações associadas a um projeto, a variável aleatória E_m^S foi levantada a partir das informações disponibilizadas pelo JCSS [19].

6. Calibração

Nesta seção são apresentados os procedimentos de calibração, bem como os problemas empregados na determinação dos novos coeficientes parciais de seguranças das normas de ação e segurança nas estruturas [1] e de projeto de estruturas de concreto [2].

6.1 Procedimentos

A calibração dos coeficientes parciais de segurança indicados nas normas brasileiras empregadas na elaboração de projetos de estruturas de concreto foi abordada a partir da formulação de um problema de otimização baseado em confiabilidade (RBDO) em que as incertezas envolvidas, representadas pelas variáveis aleatórias reunidas nas Tabelas 1 e 4, foram consideradas explicitamente. Desta maneira, o problema assumiu a forma da Eq. 1.

determinar o conjunto:
$$y_{c'}, y_{s'}, y_{a'}, y_{a'}, y_{w'}, \psi_{q} e \psi_{w}$$
 (1)

que minimiza:
$$D_f = \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} \left\{ \left[\beta_{alvo} - \min_{k} \left[\frac{m}{m} \right] \left(\beta_{ijk} \right) \right]^2 \cdot w_{ij} \right\}$$

onde m e n são os números de razões de carregamento considerados, β_{ijk} é o índice de confiabilidade calculado para as razões de carregamentos ij, w_{ij} é o peso para cada razão de carregamento utilizada na combinação de acordo com a importância relativa daquela situação de projeto (Tabela 5), e k é a equação de estado limite crítica dentre os casos considerados na Eq. 2.

$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot R(f_c, f_y, b e d) - E_m^S . S(g + q_{50} + w_1) = 0\\ g_2(X) = E_m^R \cdot R(f_c, f_y, b e d) - E_m^S . S(g + q_{apt} + w_{50}) = 0 \end{cases}$$
(2)

Essas duas equações são válidas para as cinco combinações que derivam da equação de combinação normal proposta pela norma de ação e segurança nas estruturas [1], conforme apresenta a Eq. 3. As três primeiras linhas são casos particulares em que uma ou duas ações variáveis são nulas, enquanto as duas últimas linhas são casos de três ações não nulas.

$$S_{D} = max \begin{bmatrix} Y_{g} \cdot g_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{q} \cdot q_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{w} \cdot w_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{q} \cdot q_{n} + Y_{w} \cdot \psi_{w} w_{n} \\ Y_{g} \cdot g_{n} + Y_{q} \cdot q_{n} + Y_{w} \cdot \psi_{a} \psi_{a} \end{bmatrix}$$
(3)

Todos os índices de confiabilidade foram obtidos através do método de confiabilidade de primeira ordem (FORM), Hasofer e Lind [22]. Este procedimento se fez adequado por sua rapidez, dado o grande número de índices de confiabilidade que foram calculados ao longo da solução do problema, e por sua conhecida precisão para tratar de equações de estado limite de baixa dimensionalidade e que não apresentam grandes não-linearidades.

Com relação ao índice de confiabilidade alvo (β_{alvo} = 3,0), ele assumiu o valor 3,0 por corresponder a um número próximo do valor médio dos índices de confiabilidade antes da calibração, além de ser um número de referência recomendado por Melchers e Beck [13].

No mais, o problema de otimização formulado foi resolvido através da abordagem de enxame de partículas (PSO) que corresponde um algoritmo meta-heurístico adequado à identificação de mínimos globais no espaço de projeto [23].

Tabela 6

Coeficientes sem e	e com c	alibração	para d	as vigas	3
sujeitas à flexão					

Cooficiento	S/ Calibração	C/ Calibração
Coelicienie	37 Calibiação	β _{αlvo} = 3,0
٧c	1,40	1,35 (1,35)*
۷s	1,15	1,14 (1,15)*
۷g	1,40	1,24 (1,25)*
۲q	1,40	1,67 (1,65)*
٧w	1,40	1,62 (1,60)*
Ψ_{q}	0,50/0,70/0,80	0,32 (0,30)*
Ψ_{w}	0,60	0,29 (0,30)*
γ_q, ψ_q	0,70/0,98/1,12	0,53 (0,50)*
$\gamma_w \cdot \psi_w$	0,84	0,47 (0,48)*

*Valores arredondados entre parênteses.

6.2 Casos considerados

Foram consideradas vigas de concreto armado com concretos de cinco classes de resistência (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e 0,75), três taxas geométricas de armaduras longitudinal (ρ_{min} , 0,5% e ρ_{max}) e três taxas de

 $\left(\frac{As}{s}\right)_{max}$.

armaduras transversal
$$\left(\frac{As}{s}\right)_{min}$$
, 5. $\left(\frac{As}{s}\right)_{min}$ e

Cabe mencionar que pmin é função da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e ρ_{max} é função do limite da altura da linha neutra na seção da viga (x/d ≤ 0,45 para concretos com $f_{ck} \le 50 \text{ MPa e } x/d \le 0,35 \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa } (f_{ck} \le 90 \text{ MPa})$.

Cabe destacar também que $\left(\frac{A_s}{S}\right)_{min}$ é função da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e da base da seção transversal da viga (b), enquanto $\left(\frac{A_s}{S}\right)_{max}$ é função da força

cortante resistente de cálculo relativa à ruína da biela comprimida (V_{Rd2}). As equações de estados limites que balizaram o processo de calibração proposto neste estudo e que se referem aos problemas de vigas de concreto armado submetidas à flexão estão expressas na Eq. 4.

$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\left(\frac{\lambda_c}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot b \cdot f_c} \right) \right] - E_m^S \cdot \left[M_g + M_{q_{50}} + M_{w_1} \right] = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\left(\frac{\lambda_c}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot b \cdot f_c} \right) \right] - E_m^S \cdot \left[M_g + M_{w_{50}} + M_{q_{apt}} \right] = 0 \end{cases}$$
(4)

onde A_s é a área de aço encontrada de maneira determinística a partir da taxa geométrica de armadura, α_c é o parâmetro que representa a diminuição da resistência do concreto sob efeito de cargas de longa duração (Eq. 5), e λ_c é a relação entre a profundidade do diagrama retangular de compressão equivalente do concreto e a profundidade efetiva da linha neutra (Eq. 6).

$$\alpha_{c} = \begin{cases} 0,85 & \text{(para concretos com } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}) \\ 0,85. \left[1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right] & \text{(para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \le 90 \text{ MPa}) \end{cases}$$
(5)





Figura 2

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas à flexão e $\beta_{alvo=3.0}$

$$\lambda_{c} = \begin{cases} 0,80 & (\text{para concretos com } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}) \\ 0,80 - \left[\frac{(f_{ck} - 50)}{400}\right] & (\text{para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \le 90 \text{ MPa}) \end{cases}$$
(6)

As equações de estados limites que balizaram o processo de calibração proposto neste trabalho e que se referem aos problemas de vigas de concreto armado submetidas ao cisalhamento estão expressas na Eq. 7.

$$\begin{cases} g_{1}(X) = E_{m}^{R} \cdot \left[\left(\left(\frac{As}{s} \right) \cdot 0.9 \cdot d. f_{y} \right) + \left(0.6 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot b \cdot d. \sqrt[3]{f_{c}^{2}} \right) \right] - E_{m}^{S} \cdot \left[V_{g} + V_{q_{50}} + V_{w_{1}} \right] = 0 \\ g_{2}(X) = E_{m}^{R} \cdot \left[\left(\left(\frac{As}{s} \right) \cdot 0.9 \cdot d. f_{y} \right) + \left(0.6 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot b \cdot d. \sqrt[3]{f_{c}^{2}} \right) \right] - E_{m}^{S} \cdot \left[V_{g} + V_{w_{50}} + V_{q_{qpt}} \right] = 0 \end{cases}$$
(7)

É importante mencionar que foi considerado o modelo de Cálculo I proposto pela norma de projeto de estruturas de concreto [2], que é aquele que contempla a treliça clássica de Ritter-Mörsch com ângulo de 45° entre as diagonais comprimidas do concreto e o eixo longitudinal da viga. Desta forma, a parcela resistente

do problema correspondeu à soma entre a força cortante absorvida pelos estribos e a força cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça.

Para ambos os problemas, a ordem convencional de projeto foi invertida; ao invés de uma peça ser dimensionada a partir de um carregamento conhecido, foi encontrada a resistência de projeto (R_D) para uma peça pré-definida com base nos coeficientes $\gamma_c e \gamma_s$ indicados na norma de projeto de estruturas de concreto [2]. Este procedimento permitiu que fosse encontrada a ação permanente nominal (g_n). A partir desta e das razões entre ações, pre-determinadas, determina-se ação acidental nominal (q_n) e a ação nominal do vento (w_n), vide a Eq. 8.

$$\mathbf{g}_{n} = \begin{cases} \frac{\mathbf{R}_{\mathrm{D}}}{\mathbf{y}_{\mathrm{g}} + \mathbf{y}_{\mathrm{q}} \cdot (\mathbf{q}_{\mathrm{n}}/\mathbf{g}_{n}) + \mathbf{y}_{\mathrm{w}} \cdot \mathbf{\psi}_{\mathrm{w}} \cdot (\mathbf{w}_{\mathrm{n}}/\mathbf{g}_{n})} \\ \frac{\mathbf{R}_{\mathrm{D}}}{\mathbf{y}_{\mathrm{g}} + \mathbf{y}_{\mathrm{w}} \cdot (\mathbf{w}_{\mathrm{n}}/\mathbf{g}_{n}) + \mathbf{y}_{\mathrm{q}} \cdot \mathbf{\psi}_{\mathrm{q}} \cdot (\mathbf{q}_{\mathrm{n}}/\mathbf{g}_{n})} \end{cases}$$
(8)



Figura 3

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas à flexão, todas as classes de resistência do concreto e $\beta_{alvo=3,0}$

Tabela 7

Coeficientes sem e com calibração para as vigas sujeitas ao cisalhamento

Cooficianto	S/ Calibração	C/ Calibração
Coeliciente	37 Calibiação	β _{alvo} = 3,0
Yc	1,40	1,37 (1,35)*
۷s	1,15	1,16 (1,15)*
Ϋ́g	1,40	1,25 (1,25)*
Хa	1,40	1,68 (1,70)*
٧w	1,40	1,63 (1,65)*
Ψ_{q}	0,50/0,70/0,80	0,34 (0,35)*
ψ_{w}	0,60	0,31 (0,30)*
$\gamma_q.\psi_q$	0,70/0,98/1,12	0,57 (0,59)*
$\gamma_w \cdot \psi_w$	0,84	0,50 (0,49)*

*Valores arredondados entre parênteses.



7. Resultados

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos a partir da calibração propriamente dita dos coeficientes parciais de seguranças indicados nas principais normas brasileiras que balizam a elaboração de projetos de estruturas de concreto no país.

7.1 Vigas sujeitas à flexão

A Tabela 6 apresenta o conjunto de coeficientes parciais de segurança atualmente indicado nas normas de ação e segurança nas estruturas [1] e de projeto de estruturas de concreto [2], bem como o mesmo conjunto após a realização da calibração para o problema de vigas sujeitas a esforços de flexão.

É possível notar que a calibração baseada em confiabilidade implicou em uma diminuição nos valores dos coeficientes γ_c , γ_s , γ_q , ψ_q e ψ_w , que foi compensada pelo aumento nos valores dos



Figura 4

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas ao cisalhamento e $\beta_{alvo=3.0}$



Figura 5

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas ao cisalhamento, todas as classes de resistência do concreto e $\beta_{alvo=3,0}$

coeficientes $\gamma_q \in \gamma_w$. Similar aos resultados observados por Beck e Souza Jr. [4], os coeficientes calibrados neste trabalho majoram as ações consideradas principais e em contrapartida reduzem as ações consideradas secundárias nas combinações de projeto.

A Figura 2 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para diferentes ações considerando o emprego dos conjuntos de coeficientes parciais de segurança sem e com calibração. Esta figura evidencia que os coeficientes calibrados conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos, a partir da redução na dispersão dos resultados e da elevação do índice de confiabilidade médio de 2,95 para 3,0.

A fim de permitir uma avaliação da influência da resistência do concreto no problema de calibração, a Figura 3 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para as diferentes classes de resistência consideradas neste estudo. Esta figura mostra que, tanto para o conjunto sem e com calibração, há uma maior diferença entre os resultados no limite superior. Se, por um lado, as vigas com maior taxa longitudinal de armadura apresentam maior confiabilidade, por outro elas apresentam maior dispersão entre os resultados de diferentes classes de resistência do concreto. O comportamento ilustrado na Figura 3 decorre do aumento da altura da linha neutra, que é acompanhado pelo aumento da altura do bloco de tensões de compressão do concreto, resultando no aumento da importância relativa da variável f_c, que é diretamente afetada pelas diferenças existentes em seus parâmetros em cada uma das classes de resistência do material.

Os coeficientes calibrados se mostraram interessantes por permitirem a elaboração de projetos com maior confiabilidade e segurança, mas a análise não pode se ater apenas aos aspectos técnicos e deve contemplar ao menos uma breve apreciação dos potenciais impactos econômicos dos novos coeficientes.

Para $\psi_q = 0.5$ os novos coeficientes implicam em um aumento médio do carregamento da ordem de 2,0%; para $\psi_q = 0.7$ os novos coeficientes não resultam em aumento na média do carregamento e para $\psi_q = 0.8$ os novos coeficientes repercutem em uma diminuição na média do carregamento de aproximadamente 4,0%.

7.2 Vigas sujeitas ao cisalhamento

A Tabela 7 apresenta o conjunto de coeficientes parciais de segurança atualmente indicado nas normas de ação e segurança nas estruturas [1] e de projeto de estruturas de concreto [2], bem como o mesmo conjunto após a realização da calibração para o problema de vigas sujeitas a esforços de cisalhamento.

A despeito da diferença nos valores encontrados, mais uma vez é possível observar que os coeficientes calibrados majoram as ações consideradas principais e em contrapartida reduzem o valor de combinação das ações consideradas secundárias.

Sobre a diferença nos valores dos coeficientes calibrados para as vigas sujeitas à flexão e para as vigas sujeitas ao cisalhamento, ela decorre do fato de que foi adotado um mesmo valor de índice de confiabilidade alvo para os dois problemas, enquanto cada conjunto apresenta um índice de confiabilidade médio próprio.

A Figura 4 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para diferentes ações considerando o emprego dos conjuntos de coeficientes parciais de segurança sem e com calibração, enquanto a Figura 5 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para as diferentes classes de resistência do concreto consideradas neste estudo. Ambas figuras evidenciam que os coeficientes calibrados conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos, a partir da elevação do índice de confiabilidade médio de 2,89 para 3,0 e da redução na dispersão dos resultados. Para $\psi_q = 0,5$ os novos coeficientes implicam em um aumento médio do carregamento da ordem de 3,0%, para $\psi_q = 0,7$ os novos coeficientes resultam em um aumento na média do carregamento de aproximadamente 0,5% e para $\psi_q = 0,8$ os novos coeficientes impactam em uma diminuição na média do carregamento de cerca de 1,0%.

7.3 Considerações adicionais

Embora os impactos dos novos coeficientes parciais de segurança variem de projeto para projeto, os conjuntos calibrados neste estudo se mostraram interessantes do ponto de vista técnico. Os resultados aqui apresentados reforçam a importância da realização de uma calibração conjunta que contemple outros tipos de elementos estruturais e de um minucioso estudo sobre o impacto econômico dos novos coeficientes.

8. Conclusões

Este trabalho apresentou uma calibração baseada em confiabilidade estrutural dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas principais normas brasileiras empregadas no desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto. O estudo considerou vigas de concreto armado projetadas com concretos de cinco classes de resistência (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e 0,75), três taxas geométricas de armaduras longitudinal ($\rho_{\rm min}$, 0,5% e $\rho_{\rm max}$) e três taxas de armaduras transversal

$$\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$$
, $5 \cdot \left(\frac{As}{s}\right)_{\min} \in \left(\frac{As}{s}\right)_{max}$. No trabalho ainda foi considerado

um único valor para o índice de confiabilidade alvo (β_{alvo} = 3,0), sete razões entre os carregamentos acidental e permanente (q_n/g_n) e sete razões entre os carregamentos do vento e permanente (w_n/g_n).

O trabalho mostrou que os coeficientes calibrados tendem a majorar as ações consideradas principais e, em contrapartida, tendem a minorar as ações consideradas secundárias nas diferentes combinações normais de projeto. O estudo revelou ainda que os coeficientes calibrados conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para as diferentes combinações de carregamentos e situações de projeto, vide a elevação do índice de confiabilidade médio e a redução na dispersão para as diferentes condições de projeto.

9. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq e à CAPES pelo financiamento, bem como aos profissionais e empresas que forneceram todos os dados que permitiram a realização da calibração objeto deste estudo.

10. Referências bibliográficas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ação e segurança nas estruturas - procedimento. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto armado e protendido. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [3] SANTIAGO, W.C.; KROETZ, H.M.; BECK, A.T. Uma primeira tentativa de calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto, Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018(to appear).
- [4] BECK, A.T.; SOUZA JR, A.C. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. J, of the Braz. Soc of Mech. Sci & Eng. V.32, p.119-127, 2010.
- [5] ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T.V.; McGREGOR, J.G.; CORNELL, Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. Special Report 577, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980.
- [6] NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1—Statistical Models for Resistance, ACI Structural Journal, V. 100, N. 3, p.377-382, 2003.
- [7] NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M. 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.
- [8] NOWAK, A.S.; RAKOCZY, A.M.; SZELIGA, E., Revised Statistical Resistance Models for R/C Structural Components, ACI SP honoring Andy Scanlon, 2011.
- NOWAK, A.S., COLLINS K.R., Reliability of Structures, Mc-Graw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 2nd Edition, 2012.
- [10] NOWAK, A. S.; RAKOCZY, A. M. Reliability-Based Calibration of Design Code for Concrete Structures (ACI 318), Anais do 54° Congresso Brasileiro do Concreto, 2012.
- [11] SOUZA JUNIOR, A.C. de. Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2009.
- [12] NOVA, S.J.S.; SILVA, M.C.A.T.Cálculo dos coeficientes parciais de segurança para pontes de concreto protendido sob solicitações normais com base na teoria de confiabilidade estrutural, Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.
- [13] Melchers, R.E.; BECK, A.T. Structural Reliability Analysis and Prediction, 3nd edition, John Wiley and Sons, 2018.
- [14] BECK, A.T. StRAnD: manual do usuário. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.
- [15] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. A new study of Brazilian concrete strength conformance. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V.10, N. 4, p.906-923, 2017.
- [16] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. Um estudo da conformidade da resistência do concreto convencional produzido no Brasil, Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.
- [17] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. Um estudo da conformidade do concreto de resistência moderada produzido no Brasil, Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018 (to appear).

- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de estrturas de concreto - procedimento. - NBR 14931, Rio de Janeiro, 2004.
- [19] JCSS Joint Committee on Structural Safety, 2001: "Probabilistic Model Code", disponível online http://www.jcss.byg. dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx, acessado em 22/01/2018.
- [20] STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118e. Revista IBRAC-ON de Estruturas e Materiais, V.3, N. 2, p.230-239, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. - NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [22] HASOFER, A.M., LIND, N.C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. Journal of the Engineering Mechanics division, 100(1), 111–121.
- [23] KENNEDY, J.; EBERHART, R. (1995). "Particle Swarm Optimization". Proceedings of IEEE International Conference on Neural Networks. IV. pp. 1942–1948.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Experimental investigation on shear resistance of self-consolidating concrete beams

Análise experimental da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável

G. SAVARIS a gsavaris@utfpr.edu.br https://orcid.org/0000-0002-3311-2426

R. C. A. PINTO ^b <u>r.pinto@ufsc.br</u> https://orcid.org/0000-0002-0479-080X

Abstract

Self-consolidating concrete stands out for its high fluidity and stability, which are obtained by the reduction of the coarse aggregate dimensions and content in the mixture and also by the addition of superplasticizer and viscosity modifiers. An experimental test program was carried out to evaluate the influence of these particularities of self-consolidating concrete mixtures on the shear capacity of beams with shear reinforcement. Four mixtures of self-compacting concrete and two mixtures of conventionally vibrated concrete with different coarse aggregate size and volume were used for the production of beams to be tested under flexure. The experimental results were compared to those estimated by the ACI-318, CAN A23.3, EC-2 and NBR 6118 design codes. The results demonstrated that the reduction of coarse aggregate dimensions and content in self-compacting concrete mixture did not significantly influence the ultimate shear strength. The shear strengths obtained experimentally were considered adequate to codes estimates, for both concrete types.

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

Resumo

O concreto autoadensável se destaca pela alta fluidez e estabilidade, sendo estas propriedades obtidas com a redução da granulometria e volume de agregado graúdo da mistura, adição de materiais finos e a utilização de aditivos superplastificantes e modificadores de viscosidade. Um programa experimental foi realizado para avaliar a influência destas particularidades de dosagem do concreto autoadensável na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto com armadura transversal. Quatro misturas de concreto auto adensável e duas misturas de concreto convencionalmente vibrado com dimensão máxima e volume de agregado graúdo diferenciados foram utilizados para produção de vigas a serem ensaiadas a flexão com o intuito de comparar os resultados obtidos com os os estimados pelas normas de dimensionamento de estruturas ACI-318, CAN A23.3, EC-2 e NBR 6118. Os resultados demonstraram que a redução da granulometria e volume de agregado graúdo no concreto autoadensável não influenciaram significativamente na resistência última ao cisalhamento. Entretanto, verificou-se um aumento da parcela de resistência atribuída ao concreto e mecanismos alternativos nas vigas de concreto autoadensável em relação ao concreto convencionalmente vibrado. As resistências ao cisalhamento obtidas experimentalmente foram consideradas adequadas às estimativas das normas, tanto para o concreto convencional quanto para o autoadensável.

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

Received: 11 Dec 2017 • Accepted: 23 Oct 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Toledo, Toledo, PR, Brasil;
 Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

1. Introduction

In the late 1980s, the reduction of skilled workers and the need to increase the durability of reinforced concrete structures led researchers at the University of Tokyo to develop a high-performance concrete characterized by the ability to spread readily by its own weight, passing by the reinforcement without the necessity of mechanical vibration. This high-performance concrete was called self consolidating concrete (SCC) [1]. The high fluidity is a consequence of the addition of superplasticizers, of the smaller size and reduction of volume fraction of coarse aggregate in the mixture as well as the increase of the volume fraction of fine aggregate. In addition, viscosity and cohesion are ensured by additions of fine materials, such as fly ash, rice husk ash, blast furnace slag, silica fume, and limestone or quartz fillers [2].

These modifications in the mix design together with being a relatively new material, brought about a certain restriction in the use of SCC. There is a need for skilled workers for production and also absence of data regarding the structural performance of this material [3].

According to Domone [4], the tensile and compressive strengths of self consolidating concrete are similar to conventional concrete, however the modulus of elasticity can be up to 40% lower in self consolidating concrete with compressive strength close to 20 MPa, and 5% lower in high strength concrete, above 90 MPa, as compared to conventional concrete. This reduction of the elasticity modulus of self consolidating concrete is caused by the lower volume fraction of coarse aggregates and the increase of the mortar volume fraction.As a consequence, excessive deflections are expected for structures affecting their serviceability limit state [5] [6]. In addition, uncertainties about the shear strength of self consolidating concrete and the lack of specification in the current standards for the design of reinforced concrete structures are still a hindrance for this material to be used by designers in practical applications [3].

Recent studies with conventional concretes have demonstrated that the maximum-size coarse aggregate directly influences aggregate interlock at crack surfaces. Depending on the mixture, the shear strength may be higher for concretes produced with larger aggregates [7] [8]. Since self consolidating concrete requires a smaller content of coarse aggregate with smaller size in its mixture, it may present a reduction on shear strength when compared to conventional concrete [3]. However, this reduction is not a consensus among researchers.

Using direct shear tests, Desnerck et al. [5] verified higher shear strength of self consolidating concrete as compared to conventional concrete. This higher strength was attributed to the improvements in the concrete matrix provided by the use of a greater amount of fine materials, increasing the friction between the surfaces of the cracks, and consequently supplying the reduction of coarse aggregates. On the other hand, Kim et al. [9] verified higher aggregate interlock for conventional concrete in relation to self-consolidating concrete. Shear resistance increased with the increase of the coarse aggregate content in the mixture, regardless of the type of aggregate. Thus, although self consolidating concrete was developed three decades ago, there is no exact definition of its behavior under shear stresses. Therefore, it is necessary to evaluate the influence of self consolidating concrete mixtures with reduced volume fraction of coarse aggregates of smaller sizes on the shear strength of beams with this material. This work intends to contribute to reduce the uncertainties about the structural performance of self consolidating concrete in relation to shear strength, through the formation of a database of experimental tests and comparison with expected values from international standards.

2. Materials e experimental program

The experimental program was designed to compare the shear strength of conventional vibrated and self consolidating concretes beams with transverse reinforcement tested under four-point bending tests.

2.1 Concrete mixtures and casting of beams specimens

Six concrete mixtures were obtained from a conventional concrete mixture proportion. Two maximum size coarse aggregates and two coarse aggregate volume fractions were used. The mixtures were identified by letters corresponding to concrete type, conventional (CC) or self consolidating (SCC), by the maximum coarse aggregate size, 9.5 mm (0) or 19.0 mm (1), and also by the coarse aggregate volume fraction, normal (N) or reduced by 30% (R). For concrete mixtures with reduction of coarse aggregate volume fraction, the mixture was complemented with fine aggregate. Furthermore, self-consolidating concretes received addition of limestone filler, in order to increase their viscosity, and superplasticizer admixture based on polycarboxylate, to increase their flowability.

Table 1

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

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

Concrete	Slump (mm)	Slump flow (mm)	Density (kg/m³)	V-funnel (s)	L-box (mm)	f _{cm} (MPa)
CC1	90	_	2424	_	_	47.0
CC0	85	_	2391	_	_	41.2
CA1N	_	73.5	2391	19.63	0.87	48.2
CAON	_	70.5	2391	21.52	0.81	42.7
CA1R	_	79.5	2367	11.94	0.87	47.7
CAOR	_	78.5	2421	10.42	0.83	47.4

Table 2Fresh and hardened properties of CC and CA mixtures

Brazilian Portland cement CP V-ARI-RS, similar to ASTM Type V, with high initial strength and sulphate resistant was used. Form removal was performed after 24 hours of casting. The fine aggregate used was a mixtureof 50% quartz sand, with a fineness modulus of 2.23 and specific mass of 2.67 kg/dm³, and 50% granitic rock crushing sand, with fineness modulus of 3.8 and specific mass of 2.68 kg/dm³. Granite coarse aggregates with maximum sizes of 9.5 mm and 19.0 mm and a specific mass of 2.67 kg/dm³ were used. A calcitic limestone filler, from the metropolitan region of Curitiba-PR, composed mainly of CaO with 90% of material passing through the 74 µm sieve was also added to the SCC mixes. The mix proportions for the production per m³ of concrete are summarized in Table 1.

All concrete mixes were produced with water cement ratio of 0.52. Superplasticizer admixture was initially added at 0.3% of the cement mass, however during concrete production this value was later corrected according to the flowability requirements of each self consolidating concrete mixture. The final values lied between 0.2% and 0.3% of the cement mass.

Self consolidating concretes with normal aggregate volume, CA1N and CA0N, were obtained from conventional concrete mixtures, CC1 and CC0, respectively, by replacing 25% of fine aggregate mass by limestone filler. The same content of filler was used in the self consolidating concretes with reduced aggregate volume, CA1R and CA0R.For these latter mixtures 30% of the coarse aggregate volume was replaced by fine aggregate thus maintaining the proportion of fine materials around of 600 kg/m³ of concrete for all self consolidating concrete. CA0N, CA1N, CC0 and CC1 presented 56% of mortar content whereas for CA1R and CA0R this content increased to 69% due to the reduction of aggregate volume by 30% and complementation with small aggregates.

Concrete mixture were evaluated considering its workability according to the slump test, as specified by ABNT NBR NM 67 standard [10], for conventional concrete.For SCC mixtures, their flowability, passing ability and viscosity were evaluated according to the tests defined by ABNT NBR 15823 [11]. The compressive strength of the concrete used to cast the beams specimens was obtained from using cylindrical specimens (10 cm in diameter and 20 cm in height), according to ABNT NBR 5739 [12].The results are presented in Table 2.

Both SCC and CC mixtures were mixed in a 150 L capacity batch mixer with three beams and three cylindrical specimens cast with each concrete mixture. Formworks made of medium density fiberboard were used for beams specimens where concrete was placed manually.Conventional concrete beams were vibrated with a 25 mm diameter immersion vibrator.

After 24 hours of casting, the beams and cylindrical specimens were demolded and stored under plastic canvas. These specimens were moistened daily during the first seven days. They remained under laboratory conditions, with a mean temperature of 22.5 °C and relative humidity around 75.4%. All experiments were performed at 28 days of age.

2.2 Details of beams specimens and test set up

The concrete beams were design to fail by shear when transverse reinforcement yield was reached. The beams had a rectangular cross section of 10 cm x 25 cm, total length of 150 cm, with the distance between the supports of 130 cm. Four point bending tests were performed through load point located at a 50 cm distance from the supports. The shear span and the effective height of the cross section (a/d) was close to 2.25, according to the scheme shown in Figure 1. All beams were reinforced with two 16 mm diameter CA-50 reinforcing bars, placed at the bottom of the cross section, corresponding to a longitudinal reinforcement ratio of 1.61%. Two 5 mm diameter CA-60 reinforcing bars were positioned at the top of the cross-section. The transverse reinforcement consisted of rectangular stirrups spaced 20 cm along the entire beam, as shown in Figure 2.





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



Figure 2

Beam dimension and reinforcement

Loading was applied using a hydraulic jack coupled to a load cell with a capacity of 200 kN, at a constant rate of 500 N/s until failure. During loading, at loads of 30 kN, 60 kN and 90 kN the number and position of cracks were identified. These load values were defined from the theoretical load capacity of the beams, aiming to evaluate the behavior of the beams before and after its cracking resistance.

In order to measure the vertical displacement at middle span of the beam, two linear variable displacement transducers (LVDTs) with a measuring capacity of 10 mm were used.The LVDTs were fixed in aluminum bars installed on the sides of the beams, which were supported on rollers at the ends of the beams.The LVDTs were referenced on steel angles screwed at the neutral axis. Shear crack openings were measured in the two shear spans using LVDTs installed 15 cm from the load application points, fastened with screws on the upper side of the beam face and in a channel section steel bar screwed on the bottom of the beam.The positions of the LVDTs are shown in Figure 3.

3. Results and discussion

3.1 Cracking pattern and shear resistance

All beams tested presented a similar behavior regarding cracking. The first flexural crack appeared in the middle of the span, before 30 kN load. The formation of shear cracks happened when the shear force was near to 35 kN. The shear crack width at failure was greater than 1.0 mm.

Figures 4 to 6 detailed the observed cracks pattern for all beams at failure. The load, in kN, indicates the corresponding load step while the letter R represents the cracks that occurred between 90 kN and failure. The dotted lines correspond to the inclination of the shear crack, presented at the upper part of the beam. The inclination of the shear crack presented values between 26.0° and 54.1°. There was not an observed direct relationship between its inclination and the ultimate shear strength of the beams, as have also occurred in previous tests of beams without transversal reinforcement presented by Savaris and Pinto [13].

During the tests of two beams, CA1N V1 and CA1R V3, there were failures in the mechanism of load application and the data logger. Thus, these samples were discarded. Among the mixtures studied, there was no distinction in the cracking pattern of the beams, with similar cracks between the mixtures and also a great variation in the inclination of the shear crack. Beams CC0 V3 and CA0N V2 presented failure of the transverse reinforcement at the end of the shear crack, near the longitudinal reinforcement. In these cases, this crack presented inclination greater than 45° without crossing the transverse reinforcement. Due to this distinct behavior the results obtained for these beams were also disregarded.

Table 3 shows the ultimate shear forces $(V_{\!_{u}})$ resisted by the beams and the mean values for each concrete mix.

Concrete mixtures showed small variation in compressive strength, with values between 41.2 MPa and 48.2 MPa, demonstrating that the changes in the mix design had not significant influence on the ultimate shear strength of the beams. The reduction of coarse



Beam instrumentation



Figure 4

Crack patterns of conventional concrete beams

aggregate maximum size from 19 mm to 9.5 mm showed a greater influence on the shear strength of the conventional concretes, with a reduction of 10.2%, than for self-consolidating concretes, where this variation was smaller than 5%. The reduction of coarse aggregate volume fraction in self consolidating concretes did not show a significant effect on shear strength, with variations smaller than 3%.

3.2 Transverse reinforcement effect on shear resistance

In experimental tests of beams without shear reinforcement, Sava-

ris and Pinto [13] verified that beams produced with conventional concrete showed higher shear strength than beams made with self consolidating concrete. The reduction of the shear resistance of self consolidating concrete beams was attributed to the higher content of fine materials in their composition and lower aggregate content, thus reducing the aggregate interlock mechanism.

In order to evaluate the effect of the presence of the transverse reinforcement on the shear strength of the beams tested in this work, the results obtained were compared with the results from Savaris and Pinto [13], since these beams presented the same geometric characteristics, longitudinal reinforcement ratio and concrete mix



Figure 5

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

proportions. Thus, the shear force resisted by the transverse reinforcement (V_{sw}) was calculated using Equation (1), resulting in 25.64 kN.This value was subtracted from the experimental shear force (shown in Table 3), resulting on the shear resistance attributed to concrete and alternative resistance mechanisms (V_c).

$$V_{sw} = f_{yw} A_{sw} \tag{1}$$

where:

 $\rm V_{sw}\!:$ shear resistance provided by transverse reinforcement;

 f_{yw}^{sw} : specified yield strength of transverse reinforcement, equal to 658 MPa, obtained by tension tests;

A_{sw}: area of shear reinforcement, equal to 38.96 mm².

In order to consider the difference on the compressive strength of the concrete mixes used in the beams with and without transverse reinforcement, the shear resistance V_c was normalized, i.e., the value was divided by the square root of the compressive strength of the concrete. Table 4 presents the final normalized shear force resisted by the concrete and alternative resistance mechanisms of the beams with transverse reinforcement (V_{c_C,n}), of the beams without transverse reinforcement (V_{c_S,n}) and the relationship between these values for each concrete mixture.

Table 4 indicates that shear strength values were similar for beams



Figure 6

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

produced with conventional concrete with and without transverse reinforcement. However, the self consolidating concrete beams with transverse reinforcement presented V_{c_cn} between 22% and 32% higher than the strength of the same beams without transverse reinforcement. This increase of the V_c was responsible for

Table 3

Ultimate shear capacity of beams with transverse reinforcement

Concrete	V. (kN)	V _{u,m} (kN)	Standard deviation (kN)	
CC1 - V1	72.6			
CC1 – V2	70.5	72.6	2.05	
CC1 – V3	74.6			
CC0 - V1	63.6	45 1	0.10	
CC0 - V2	66.7	00.1	2.19	
CA1N - V2	71.8	745	2.00	
CA1N - V3	77.3	74.5	3.89	
CA0N - V1	76.5	70.0	0.04	
CA0N - V3	65.1	70.8	8.00	
CA1R - V1	70.4	70 E	2.00	
CA1R - V2	74.5	72.5	2.90	
CAOR - V1	68.5			
CAOR - V2	68.4	70.6	3.78	
CAOR - V3	75.0			

reducing the variation of the ultimate strength for beams with transverse reinforcement, supplying the lower resistance observed in self consolidating concrete beams without this reinforcement, as previously presented by Savaris and Pinto [13].

These results can be attributed to the higher bond of the selfreinforcing concrete to the reinforcement, caused by the use of filler, as demonstrated at Almeida Filho et al. [14], Desnerck et al. [5] and Helincks et al. [15], resulting in small shear crack opening and consequently higher aggregate interlock. It should be noted that the beams tested in this work presented a transverse reinforcement ratio close to the minimum required by Brazilian building code, indicating that a greater increase in shear strength can occur in self consolidating concrete beams in relation to the

Table 4

Normalized shear resistance attributed to concrete of beams with and without transverse reinforcement

Concrete	V _{c_c,n} (kN.MPa ^{-0.5})	V _{c_\$,n} (kN.MPa ^{-0.5})	V _{c_c,n} /V _{c_s,n} (kN.MPa ^{-0.5})
CC1	6.84	6.71	1.02
CC0	6.15	5.95	1.04
CA1N	7.04	5.39	1.31
CAON	6.91	5.22	1.32
CAIR	6.78	5.34	1.27
CAOR	6.53	5.37	1.22

Table 5

Code based equations to prediction of shear resistance of beams

Code	Concrete attributed resistance	Reinforcement attributed resistance
ACI 318	$V_c = \frac{\sqrt{f_c} b_w d}{6}$	$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} d}{s}$
CAN A23.3	$\begin{split} V_c &= \beta \sqrt{f_c} \ b_w d_v \\ \beta &= \frac{0.4}{(1+1500 \ \varepsilon_x)} \ \frac{1300}{(1000+S_{ze})} \\ \varepsilon_x &= \frac{M/d_v + V}{2 \ E_s \ A_{sl}} \\ d_v &\geq \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \ d \\ 0.72 \ h \end{array} \right. \end{split}$ Em elementos sem armadura transversal: $s_{ze} &= \frac{35 \ d_v}{15 + a_g} \\ \end{split}$ Em elementos com armadura transversal: $s_{ze} &= 300 \end{split}$	$V_{s} = \frac{A_{sw} f_{yw} d_{v} \cot g(\theta)}{s}$ $\theta = 29 + 7000 \varepsilon_{x}$
EC-2	$V_c = 0.18 \ k \ (100 \ \rho_l \ f_c)^{1/3} \ b_w \ d$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$	$V_{s} = \frac{A_{sw} z f_{yw} cotg(\theta)}{s}$ 21.8° ≤ θ ≤ 35°
NBR 6118 Model I	$V_c = V_{c0} = 0.6 f_{ct} b_w d$ $f_{ct} = 0.21 f_c^{2/3}$	$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} 0.9 d}{s}$
NBR 6118 Model II	$V_c = V_{c0} \frac{V_{Rd2} - V_{Sd}}{V_{Rd2} - V_{C0}}$ $V_{Rd2} = 0.54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} b_w d sen^2\theta cotg\theta$	$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} 0.9 d \cot g\theta}{s}$
Table 6

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

		V _{u.exp.m}	Code based prediction – V _{u,teo} (kN)					Ratio $V_{u,teo}/V_{u,exp}$				
Beam	(kN)	(kN)	ACI 318	CAN A23.3	EC 2	NBR 6118 MI	NBR 6118 MII	ACI 318	CAN A23.3	EC 2	NBR 6118 MI	NBR 6118 MII
CC1 - V1	72.6											
CC1 - V2	70.5	72.6	53.6	46.2	63.5	61.8	72.3	0.74	0.64	0.87	0.85	1.00
CC1 - V3	74.6											
CC0 - V1	63.6	65 1	51.0	17.6	63 5	58.8	70.1	0.80	0.73	0 08	0 00	1 08
CC0 - V2	66.7	05.1	51.7	47.0	03.5	50.0	70.1	0.00	0.75	0.90	0.70	1.00
CA1N - V2	71.8	74 5	53.0	15.8	63 5	62 /	72.6	0.72	0.61	0.85	0.84	0.07
CA1N - V3	77.3	74.0	00.7	40.0	00.0	02.4	72.0	0.72	0.01	0.00	0.04	0.77
CA0N - V1	76.5	70.8	52 /	46 1	63 5	50.6	60.8	0.74	0.65		0.84	0 00
CA0N - V3	65.1	70.0	02.4	40.1	00.0	07.0	07.0	0.74	0.00	0.70	0.04	0.77
CA1R - V1	70.4	70 5	53.8	16 1	63 5	60.0	72.8	0.74	0.64	0.88	0.86	1 00
CA1R - V2	74.5	72.5	55.0	40.4	03.5	02.2	72.0	0.74	0.04	0.00	0.00	1.00
CAOR - V1	68.5											
CAOR - V2	68.4	70.6	53.7	46.9	63.5	62.0	73.0	0.76	0.66	0.90	0.88	1.03
CAOR - V3	75.0											

conventional concrete beams when using higher transverse reinforcement ratio.

3.3 Comparison of experimental resistance and codes estimates

The expressions presented by codes to estimate the shear strength of concrete beams when designing structures must result in approximate values to those obtained experimentally. Thus, the safety of buildings is guaranteed with the introduction of resistance factors for materials strength and factored loads

The experimental results obtained for the beams were compared with predictions from ACI 318: 2011 [16], CAN3 A23.3: 2004 [17], EN 1992-1-1: 2004 [18] and ABNT NBR 6118: 2014 [19] codes. The equations presented in Table 5 were used considering resistance factors of 1.0.

The ultimate shear resistance of beams with transverse reinforcement was calculated by the sum of the portions of concrete and complementary mechanisms (V_c) and steel (V_{sw}), except for EN 1992-1-1: 2004 [18] where the concrete and complementary mechanisms contribution are disregarded, assuming that shear force is resisted only by the transverse reinforcement (V_{sw}).

Table 6 depicts the ultimate shear forces obtained experimentally, the predictions calculated by code based equations and also the relation between these values for beams with transverse reinforcement. Inclination of strutof 21.8° and 30° were adopted in order to estimate the portion of shear force resisted by the reinforcement in equations from EN 1992-1-1:2004 [18] and Model II of ABNT NBR 6118:2014 [19], respectively, resulting in higher values.

The ratio between the ultimate experimental and estimated shear forces presented values between 0.61 and 1.08. Despite the differences in the flowability, coarse aggregate volume fraction and size, the results did not indicate the influence of these factors in relation to the safety of the code predictions for beam design.

Concrete beams produced with coarse aggregate of smaller size

presented lower shear strength and, in the majority of cases, less conservative prediction by the codes equations. However, the variation in the results cannot be considered significant.

In spite of adopting a more refined theoretical model, based on compression fields, which takes into account the longitudinal reinforcement area, the magnitude of the bending moment and the shear force acting, and the spacing between the cracks, the results of CAN3 A23.3: 2004 [17] were conservative in relation to the other codes, with a ratio between prediction and experimental results between 0.61 and 0.73.

EN 1992-1-1:2004 [18] does not consider the shear force resisted by the concrete, nevertheless this code presented results close to those estimated by the model I of theABNT NBR 6118: 2014 [19], around 90% of the ultimate shear force obtained experimentally.

The values estimated by the Brazilian code presented a better approximation with the experimental results, especially when using the model II with a strut inclination angle of 30° , with ratio between 0.97 and 1.08.

It should be noted that, although some code predictions have presented values similar or higher than the values obtained experimentally, this does not reflect unsafety of the codes, since the American and Canadian codes consider the specified yield strength of transverse reinforcement limited in 400 MPa while in the European and Brazilian standards this value is 435 MPa. The value obtained for yield strength at tensile tests of reinforcement used was 658 MPa, so there is a safety margin in the reinforcement resistance around 50%.

Figure 7 shows the predictions of ultimate shear force of the codes as a function of the compressive strength of the concrete, indicating the values corresponding to the ultimate shear force of the tested beams for each concrete mixture. The equations of CAN3 A23.3: 2004 [17] and Model II of NBR 6118: 2014 [19] codes require parameters referring to the acting shear force.thus, values of β and θ were considered for Canadian standard, equal to 0.12 and 40°, respectively obtained by the arithmetic mean of the values



Figure 7

Code based prediction and experimentally measured of ultimate shear force vs. concrete compressive strength

calculated for the beams tested.For model II of the Brazilian code, which considers a reduction of the portion V_c when the acting shear force approximates the resistance of the struts of concrete, it was considered that V_c equals to 77% of V_{c0}.

In relation to ACI 318: 2011 [16], CAN3 A23.3: 2004 [17], EN 1992-1-1: 2004 [18] and model I of NBR 6118: 2014 [19] codes, it was observed that all the beams tested showed ultimate shear strength higher than the codes predictions. The model II of NBR 6118: 2014 [19] presented a better approximation of the results, with values approximately 8% higher than the values obtained experimentally. However, this variation does not represent a lack of safety of the model, since this code determines that the yield strength of reinforcement that must be used is equal to 435 MPa, as discussed before.

Among the codes, a direct relationship between the ultimate shear force and the compressive strength of concrete was verified, similar to the behavior of the experimental results, except for EN 1992-1-1:2004 [18], where prediction of shear strength was constant. Its equation considers only the strength of the reinforcement, becoming more conservative as the strength of concrete increases.

4. Conclusions

In this work the shear strength of concrete beams with transverse reinforcement was evaluated. The behavior of beams made with conventional and self consolidating concrete was compared. The main goal was to reduce the uncertainties about the structural performance of self consolidating concrete.

The results showed that the reduction of coarse aggregate volume fraction and maximum size, necessary to produce self consolidating concrete, did not result in a significant reduction on the shear strength of SCC concrete beams with transverse reinforcement.

Comparing the strength of beams with transverse reinforcement to the results of beams without this reinforcement, there was an increase on the resistance attributed to the concrete and alternative mechanisms of self consolidating concrete beams in relation to the conventionally vibrated concrete. This increase may be due to an improve on the concrete-reinforcement bond; however, more tests must be performed to assert this statement.

The shear strength estimates, regardless of the safety coefficients of the ABNT NBR 6118: 2014 model II, presented values closer to the results obtained experimentally than the ACI 318: 2011 [16], CAN3 A23.3: 2004 [17], EN 1992-1-1: 2004 [18] and model I of ABNT NBR 6118: 2014 [19], which are considered conservative.All these codes demonstrated to be safe in the design of self consolidating concrete beams.

5. Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES), the Federal University of Santa Catarina and the Federal University of Technology – Paraná for support in the development of this project.

6. References

- OKAMURA, H.; OZAWA, K.; OUCHI, M. Self consolidating concrete. Structural Concrete, v.1, n° 1, p. 3–17, 2000.
- [2] BARROS, A. R. Avaliação do Comportamento de Vigas de Concreto Auto-Adensável Reforçado com Fibras de Aço. 2009. 155f.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2009.
- [3] HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., LACHEMI, M.

Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear. Cement & Concrete Composites, 30 (2008) 588-596.

- [4] DOMONE, P. L. A review of the hardened mechanical properties of self consolidating concrete. Cement & concrete composites, v.29 p. 1-12, 2007.
- [5] DESNERCK, P., DE SCHUTTER, G., TAERWE, L. Shear friction of reinforced self consolidating concrete members. ACI Special publication 261-9. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. p. 133-141, 2009.
- [6] BOEL, V.; DE CORTE, W. Reinforced Self consolidating Concrete Beams Subjected to Static and Dyamic Loads. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF CON-SOLIDATING CONCRETE, 6., 2010, Montreal. Proceedings... Montreal: 2010, Vol. II, p. 1173-1182.
- [7] SHERWOOD, E. G.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs. ACI Structural Journal, Title n° 104-S19, p. 180-190, March/April, 2009.
- [8] YANG, K. H., SIM, J. I., CHOI, B. J., LEE, E. T. Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. ACI Materials Journal, V. 108, N° 5, Sep.-Oct. 2011, p. 501-509.
- [9] KIM, Y. H.; HUESTE, M. B. D.; TREJO, D.; CLINE, D. B. H. Shear Characteristics and Design for High-Strength Self-Consolidating Concrete. Journal of Structural Engineering, v. 136, n° 8, p. 989 – 1000, August 2010.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2010.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corposde-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [13] SAVARIS, G., PINTO, R. C. A. Influência do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Volume 10, Número 1 (Fevereiro 2017) p.30-52.
- [14] ALMEIDA FILHO, F. M.; EL DEBS, M. K.; EL DEBS, A. L. H. C. Bond-slip behavior of self consolidating concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests. Materials and Structures, v. 41, p. 1073-1089, 2008.
- [15] HELINCKS, P., BOEL, V., DE CORTE, W., DE SCHUTTER, G., DESNERCK, P. Structural behaviour of power-type self consolidating concrete: Bond performance and shear capacity. Engineering Structures, V. 48, p. 121-132, 2013.
- [16] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [17] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. A23.3: Design of concrete structures. Ontario, Canada, 2004.
- [18] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures. Brussels, Belgium, 2004.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Experimental investigation on shear resistance of self-consolidating concrete beams

Análise experimental da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável

G. SAVARIS a gsavaris@utfpr.edu.br https://orcid.org/0000-0002-3311-2426

R. C. A. PINTO ^b <u>r.pinto@ufsc.br</u> https://orcid.org/0000-0002-0479-080X

Abstract

Self-consolidating concrete stands out for its high fluidity and stability, which are obtained by the reduction of the coarse aggregate dimensions and content in the mixture and also by the addition of superplasticizer and viscosity modifiers. An experimental test program was carried out to evaluate the influence of these particularities of self-consolidating concrete mixtures on the shear capacity of beams with shear reinforcement. Four mixtures of self-compacting concrete and two mixtures of conventionally vibrated concrete with different coarse aggregate size and volume were used for the production of beams to be tested under flexure. The experimental results were compared to those estimated by the ACI-318, CAN A23.3, EC-2 and NBR 6118 design codes. The results demonstrated that the reduction of coarse aggregate dimensions and content in self-compacting concrete mixture did not significantly influence the ultimate shear strength. The shear strengths obtained experimentally were considered adequate to codes estimates, for both concrete types.

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

Resumo

O concreto autoadensável se destaca pela alta fluidez e estabilidade, sendo estas propriedades obtidas com a redução da granulometria e volume de agregado graúdo da mistura, adição de materiais finos e a utilização de aditivos superplastificantes e modificadores de viscosidade. Um programa experimental foi realizado para avaliar a influência destas particularidades de dosagem do concreto autoadensável na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto com armadura transversal. Quatro misturas de concreto auto adensável e duas misturas de concreto convencionalmente vibrado com dimensão máxima e volume de agregado graúdo diferenciados foram utilizados para produção de vigas a serem ensaiadas a flexão com o intuito de comparar os resultados obtidos com os os estimados pelas normas de dimensionamento de estruturas ACI-318, CAN A23.3, EC-2 e NBR 6118. Os resultados demonstraram que a redução da granulometria e volume de agregado graúdo no concreto autoadensável não influenciaram significativamente na resistência última ao cisalhamento. Entretanto, verificou-se um aumento da parcela de resistência atribuída ao concreto e mecanismos alternativos nas vigas de concreto autoadensável em relação ao concreto convencionalmente vibrado. As resistências ao cisalhamento obtidas experimentalmente foram consideradas adequadas às estimativas das normas, tanto para o concreto convencional quanto para o autoadensável.

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

Received: 11 Dec 2017 • Accepted: 23 Oct 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Toledo, Toledo, PR, Brasil;
 Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

1. Introdução

No final da década de 80, a escassez de mão de obra qualificada e a necessidade de aumentar a durabilidade das estruturas de concreto armado levaram os pesquisadores da Universidade de Tóquio a desenvolver um concreto de alto desempenho, caracterizado pela capacidade de fluir pelas fôrmas e entre as armaduras sem a necessidade de adensamento mecânico, denominado concreto autoadensável [1]. A alta fluidez deste concreto é obtida pela utilização de aditivos superplastificantes, pela redução do volume e da dimensão máxima do agregado graúdo e pelo aumento do volume de agregado miúdo. Além disso, a viscosidade e a coesão são garantidas pela complementação da dosagem com adições de materiais finos, tais como, cinza volante, cinza da casca de arroz, escória de alto forno, sílica ativa e os fíleres de calcário e quartzo [2].

Devido a estas particularidades na dosagem e por se tratar de um material relativamente novo existe certa restrição em seu uso, justificada pela necessidade de mão de obra qualificada para produção e principalmente pela ausência de dados a respeito do desempenho estrutural deste material [3].

Segundo Domone [4], as resistências à tração e compressão no concreto autoadensável são similares às do concreto convencional, entretanto o módulo de elasticidade pode ser até 40% menor no concreto autoadensável para concretos de baixas resistências à compressão, próximo a 20 MPa, e 5% menor em concretos de alta resistência, acima de 90 MPa, em relação ao concreto convencional. Esta redução do módulo de elasticidade no concreto autoadensável é ocasionada pelo menor volume de agregados graúdos e aumento do volume de pasta do concreto, acarretando em maiores deformações nas estruturas no estado limite de serviço [5][6].

Além disso, algumas incertezas sobre a resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável e a falta de especificação do concreto autoadensável nas normas atuais de dimensionamento de estruturas de concreto armado geram certo desconforto aos projetistas quanto ao seu emprego [3].

Estudos com concretos convencionais demonstram que a dimensão máxima do agregado graúdo influencia diretamente no engrenamento dos agregados entre as faces das fissuras. Dependendo da mistura a resistência ao cisalhamento pode ser maior em concretos produzidos com agregados de maior dimensão [7] [8]. Devido ao concreto autoadensável requerer em sua dosagem menor quantidade de agregado graúdo e menor dimensão destes agregados, este material pode apresentar uma redução na resistência ao cisalhamento em relação ao concreto convencional [3]. Porém, esta redução da resistência ao cisalhamento no concreto autoadensável não é de consenso entre os pesquisadores.

Realizando ensaios de cisalhamento direto, Desnerck et al. [5] constataram nos concretos autoadensáveis resistência superior ao concreto convencional, sendo esta atribuída às melhorias na matriz do concreto providas pela utilização de uma quantidade maior de materiais finos, acarretando maior atrito entre as faces das fissuras, e consequentemente suprindo a redução da parcela de engrenamento dos agregados. Entretanto, Kim et al. [9] constataram um maior engrenamento dos agregados no concreto convencional em relação ao autoadensável, sendo também verificado um aumento da resistência ao cisalhamento, independente do tipo de agregado, com o acréscimo do volume de agregado graúdo na dosagem do concreto.

Constata-se assim que, apesar do concreto autoadensável existir a cerca de três décadas, não há uma definição exata quanto ao seu comportamento frente a tensões cisalhantes, havendo, portanto, a necessidade de se avaliar a influência das particularidades da dosagem do concreto autoadensável, tais como a utilização de agregados graúdos de menores dimensões e em volume reduzido, na resistência ao cisalhamento de vigas empregando este material. Neste sentido, este trabalho pretende contribuir para reduzir as incertezas sobre o desempenho estrutural do concreto autoadensável quanto às solicitações tangenciais, através da formação de um banco de dados de ensaios experimentais e comparação destes resultados com valores calculados empregando as equações normativas vigentes.

2. Materiais e programa experimental

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

2.1 Composição dos concretos e moldagem das vigas

A partir de um traço de concreto convencional foram definidas seis misturas de concreto, tendo como variáveis duas dimensões máximas de agregados graúdos e dois volumes de agregado graúdo na composição, identificadas por siglas constituídas pelo tipo de concreto, convencional (CC) ou autoadensável (CA), pela

Tabela 1

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

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

Concreto	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	Massa específica (kg/m³)	Funil V (s)	Caixa L (mm)	f _{cm} (MPa)
CC1	90	—	2424	—	—	47,0
CC0	85	_	2391	_	_	41,2
CA1N	—	73,5	2391	19,63	0,87	48,2
CAON	—	70,5	2391	21,52	0,81	42,7
CAIR	—	79,5	2367	11,94	0,87	47,7
CAOR	—	78,5	2421	10,42	0,83	47,4

Tabela 2

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

dimensão máxima do agregado, 9,5 mm (0) ou 19,0 mm (1), e volume de agregado graúdo, normal (N) ou reduzido em 30% (R). Nos concretos com redução do volume de agregado graúdo a mistura foi complementada com agregado miúdo, além disso, os concretos autoadensáveis receberam adição de fíler calcário, para promover maior viscosidade, e aditivo superplastificante à base de policarboxilato, para aumentar a trabalhabilidade.

Para produção dos concretos utilizou-se Cimento Portland de Alta Resistência Inicial Resistente a Sulfatos, CP V-ARI-RS, permitindo a desforma das vigas após 24 horas da moldagem. O agregado miúdo utilizado era composto de 50% de areia quartzoza, com módulo de finura igual a 2,23 e massa específica de 2,67 kg/dm³, e 50% de areia de britagem de rocha granítica, com módulo de finura igual a 3,8 e massa específica de 2,68 kg/dm³. Os agregados graúdos utilizados eram provenientes de rocha granítica, britadas com dimensão máxima característica de 9,5 mm e 19,0 mm e massa específica iguais a 2,67 kg/dm³. O fíler calcário calcítico, oriundo da região metropolitana de Curitiba-PR, composta em sua maioria de CaO, apresentou acima de 90% de material passante na peneira de 74µm. Na Tabela 1 são apresentadas as proporções de materiais em massa para produção de 1 m³ de concreto.

Todos os concretos foram produzidos com relação água cimento



Figura 1

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

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

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

Durante o estudo de definição das misturas o concreto foi avaliado no estado fresco quanto à sua trabalhabilidade através do ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme especificado pela norma ABNT NBR NM 67 [10], para o concreto convencional, e ensaios de espalhamento, habilidade passante e viscosidade plástica aparente para o concreto autoadensável, conforme ensaios definidos pela norma ABNT NBR 15823 [11]. As resistências à compressão axial dos concretos utilizados para moldagem das vigas foram obtidas utilizando corpos de prova cilíndricos (10 cm de diâmetro e 20 cm de altura), conforme ensaio definido pela norma ABNT NBR 5739 [12], sendo os resultados destes ensaios apresentados na Tabela 2.

Para produção dos concretos foi utilizada uma betoneira com capacidade de mistura de 150 litros, de forma que com cada betonada foram moldadas três vigas e três corpos de prova cilíndricos. As formas foram confeccionadas com chapas de MDF (*Medium densisty fiberboard*) plastificado e o lançamento do concreto foi realizado de forma manual em toda a extensão das vigas, utilizando um vibrador de imersão com agulha de 25 mm de diâmetro para adensamento apenas das vigas de concreto convencional.

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

2.2 Características das vigas ensaiadas e instrumentação dos ensaios

O dimensionamento das vigas levou em consideração a ruptura por

cisalhamento, quando esgotada a resistência da armadura transversal. As vigas apresentavam seção transversal retangular de 10 cm x 25 cm e comprimento total de 150 cm, sendo a distância entre os apoios igual a 130 cm. Os ensaios de flexão nas vigas biapoiadas foram realizados com carregamento aplicado através de duas cargas pontuais distando 50 cm dos apoios, com relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da seção transversal (a/d) próximo a 2,25, conforme esquema de ensaio apresentado na Figura 1.

Todas as vigas possuíam armadura longitudinal composta por duas barras de aço CA-50, com 16 mm de diâmetro, posicionadas na parte inferior da seção transversal, correspondente a uma taxa de armadura longitudinal de 1,61%, além de duas barras longitudinais de aço CA-60 (5.0 mm) posicionadas na parte superior da seção transversal. A armadura transversal era composta por estribos retangulares espaçados em 20 cm ao longo de toda a viga, conforme apresentado na Figura 2.

A aplicação da carga foi realizada utilizando um macaco hidráulico acoplado a uma célula de carga com capacidade de 200 kN, através de incremento de carga de 500 N/s até se alcançar a ruptura. Durante o carregamento foram realizadas três paradas para demarcação e anotação da quantidade de fissuras, quando a carga aplicada atingiu 30 kN, 60 kN e 90 kN. Estes valores foram definidos a partir da capacidade de carga teórica das vigas, visando avaliar o comportamento das vigas nos estádios I e II.

Para medir o deslocamento vertical no centro da viga foram utilizados dois transdutores de deslocamento (LVDTs), com capacidade de medição de 10 mm, fixados em barras de alumínio instaladas nas laterais das vigas, apoiadas em roldanas parafusadas nas extremidades das vigas e tendo como referência do deslocamento cantoneiras de aço parafusadas na altura da linha neutra. As aberturas das fissuras inclinadas de cisalhamento foram medidas nos dois vãos cisalhantes utilizando LVDTs instalados distantes 15 cm dos pontos de aplicação da carga, fixados com parafusos na parte superior da face lateral da viga e em um perfil de aço parafusado na face inferior da viga, a posição dos LVDTs são demonstradas na Figura 3.



Figura 2

Detalhamento da armadura das vigas

3. Resultados e discussões

3.1 Modo de fissuração e resistência ao cisalhamento

As vigas apresentaram comportamento semelhante quanto à fissuração, iniciando com a formação de fissuras de flexão na parte central, antes da parada de 30 kN, e a formação de fissuras de cisalhamento em valores de força cortante próxima a 35 kN, ocorrendo a ruptura com abertura da fissura de cisalhamento superior a 1,0 mm.

Na Figuras 4 a 6 são detalhadas as fissuras apresentadas pelas vigas após ruptura, sendo indicada a carga, em kN, correspondente à etapa em que a fissura foi demarcada e com a letra R a fissura que ocorreu entre a carga de 90 kN e a ruptura. A linha pontilhada corresponde à inclinação da fissura de cisalhamento, sendo seu valor anotado na parte superior da viga. A inclinação das fissuras de cisalhamento apresentou valores entre 26,0° e 54,1°, não havendo uma relação direta entre a inclinação da



Instrumentação das vigas



Figura 4

Fissuração das vigas de concreto convencional

fissura e a resistência última das vigas, como ocorrido em vigas sem armadura transversal apresentadas em Savaris e Pinto [13]. Durante a realização dos ensaios de duas vigas, CA1N V1 e CA1R V3, ocorreram falhas na aplicação da carga e na aquisição de dados, sendo então estes exemplares descartados. Dentre as misturas estudadas não houve distinção na fissuração das vigas, com quantidade de fissuras semelhantes entre as misturas e grande variação na inclinação da fissura de cisalhamento. Nas vigas CC0 V3 e CA0N V2 a ruptura da armadura transversal ocorreu na extremidade da fissura principal de cisalhamento junto à armadura longitudinal e esta fissura apresentou inclinação superior a 45°,

não sendo atravessada pela armadura transversal. Devido a este comportamento diferenciado os resultados obtidos para estas vigas foram desconsiderados.

Na Tabela 3 são apresentadas as forças cortantes últimas (V_u) resistidas pelas vigas e as médias destes valores para cada mistura de concreto.

Considerando que os concretos utilizados apresentaram pequena variação na resistência à compressão axial, com valores entre 41,2 MPa e 48,2 MPa, verifica-se que as composições dos concretos pouco influenciaram na resistência ao cisalhamento última das vigas. A redução da granulometria do agregado graúdo de



Figura 5

Fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume normal de agregado

19 mm para 9,5 mm apresentou maior influência na resistência ao cisalhamento dos concretos convencionais, com redução de 10,2%, enquanto nos concretos autoadensáveis esta variação foi inferior a 5%. A redução do volume de agregado nos concretos autoadensáveis não apresentou efeito significativo na resistência ao cisalhamento, com variações inferiores a 3%.

3.2 Efeito da armadura transversal na resistência ao cisalhamento

Em ensaios experimentais de vigas sem armadura transversal,

Savaris e Pinto [13] verificaram que as vigas produzidas com concretos convencionais apresentaram maior resistência ao cisalhamento em relação aos concretos autoadensáveis, sendo a redução da resistência nos concretos autoadensáveis atribuída ao maior teor de materiais finos em sua composição e menor volume de agregado graúdo, reduzindo o efeito de engrenamento entre os agregados.

Para avaliar o efeito da presença da armadura transversal na resistência ao cisalhamento das vigas ensaiadas neste trabalho, os resultados obtidos foram comparados com os resultados de Savaris e Pinto [13], visto que estas vigas apresentavam as



Figura 6

Fissuração das vigas de concreto autoadensável com volume reduzido de agregado

mesmas características geométricas, taxa de armadura longitudinal e composições nos concretos. Para isto, a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal (V_{sw}), calculada empregando a Equação (1) e resultando 25,64 kN, foi subtraída da força cortante última obtida experimentalmente (Tabela 3), resul-

Tabela 3

Forças cortantes últimas das vigas com armadura transversal

Concreto	V _u (kN)	V _{u.m} (kN)	Desvio padrão (kN)	
CC1 - V1	72,6			
CC1 – V2	70,5	72,6	2,05	
CC1 – V3	74,6			
CC0 - V1	63,6	45 1	2.10	
CC0 - V2	66,7	00,1	2,19	
CA1N - V2	71,8	74 5	2.90	
CA1N - V3	77,3	74,5	3,89	
CA0N - V1	76,5	70.0	0.04	
CA0N - V3	65,1	70,8	8,00	
CA1R-V1	70,4	70 5	2.00	
CA1R - V2	74,5	72,5	2,90	
CAOR - V1	68,5			
CAOR - V2	68,4	70,6	3,78	
CAOR - V3	75,0			

tando na parcela de resistência ao cisalhamento atribuída ao concreto e mecanismos alternativos (V_c).

$$V_{sw} = f_{yw} A_{sw} \tag{1}$$

onde:

 $V_{\mbox{\tiny sw}}$: força cortante resistida pela armadura transversal;

f_{yw}: tensão de escoamento do aço da armadura transversal, obtida nos ensaios de tração para caracterização do material igual a 658 MPa;

A_{sw}: área de aço da armadura transversal, igual a 38,96 mm². Para levar em consideração a variação da resistência à compressão dos concretos utilizados nas vigas com e sem armadura

Tabela 4

Parcela de resistência atribuída ao concreto normalizada das vigas com e sem armadura transversal

Concreto	V _{c_c,n} (kN.MPa ^{-0.5})	V _{c_s,n} (kN.MPa ^{-0.5})	V _{c_c,n} /V _{c_s,n} (kN.MPa ^{-0.5})
CC1	6,84	6,71	1,02
CC0	6,15	5,95	1,04
CA1N	7,04	5,39	1,31
CAON	6,91	5,22	1,32
CAIR	6,78	5,34	1,27
CAOR	6,53	5,37	1,22

Tabela 5

Equações das normas para estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas

Norma	Parcela resistida pelo concreto	Parcela resistida pela armadura
ACI 318	$V_c = \frac{\sqrt{f_c} b_w d}{6}$	$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} d}{s}$
CAN A23.3	$\begin{split} V_c &= \beta \sqrt{f_c} \ b_w d_v \\ \beta &= \frac{0.4}{(1+1500 \ \varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000+S_{ze})} \\ \varepsilon_x &= \frac{M/d_v + V}{2 \ E_s \ A_{sl}} \\ d_v &\geq \begin{cases} 0.9 \ d\\ 0.72 \ h \end{cases} \end{split}$ Em elementos sem armadura transversal: $s_{ze} &= \frac{35 \ d_v}{15+a_g} \\ \end{cases}$ Em elementos com armadura transversal: $s_{ze} &= 300 \end{split}$	$V_{s} = \frac{A_{sw} f_{yw} d_{v} \cot g(\theta)}{s}$ $\theta = 29 + 7000 \varepsilon_{x}$
EC-2	$V_c = 0.18 k (100 \rho_l f_c)^{1/3} b_w d$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$	$V_{s} = \frac{A_{sw} z f_{yw} cotg(\theta)}{s}$ 21.8° ≤ θ ≤ 35°
NBR 6118 Modelo I	$V_c = V_{c0} = 0.6 f_{ct} b_w d$ $f_{ct} = 0.21 f_c^{2/3}$	$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} 0.9 d}{s}$
NBR 6118 Modelo II	$V_c = V_{c0} \frac{V_{Rd2} - V_{Sd}}{V_{Rd2} - V_{C0}}$ $V_{Rd2} = 0.54 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} b_w d sen^2\theta cotg\theta$	$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} 0.9 d cotg\theta}{s}$

transversal, normalizou-se a parcela de força cortante V_c, dividindo-a pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto.A Tabela 4 apresenta a parcela de força cortante última normalizada resistida pelo concreto e mecanismos complementares das vigas com armadura transversal (V_{c_C,n}), das vigas sem armadura transversal (V_{c_S,n}) e a relação entre estes valores, para cada mistura de concreto estudada.

A Tabela 4 indica que a resistência ao cisalhamento apresentou valores semelhantes nas vigas produzidas com concreto convencional com e sem armadura transversal.Entretanto, nas vigas de concreto autoadensável com armadura transversal as parcelas de resistência $V_{c_{c,c,n}}$ foram entre 22% e 32% superiores à resistência das mesmas vigas sem esta armadura. Este aumento da parcela $V_{c_{c}}$ foi responsável por reduzir a variação das resistências últimas nas vigas com armadura transversal, suprindo a menor resistência observada nas vigas de concreto autoadensável sem esta armadura anteriormente apresentadas por Savaris e Pinto [13].

Estes resultados podem ser atribuídos à maior aderência do concreto autoadensável às armaduras, ocasionada pelo uso de fíler, como demonstrado nos estudos de Almeida Filho et al. [14], Desnerck et al. [5] e Helincks et al. [15], acarretando em menor abertura da fissura de cisalhamento e consequente maior engrenamento entre os agregados. Ressalta-se que as vigas ensaiadas neste trabalho apresentavam taxa de armadura transversal próxima à mínima exigida por norma, indicando que pode ocorrer um maior aumento resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável em relação às vigas de concreto convencional quando empregada elevada taxa de armadura transversal.

3.3 Comparação entre resistência experimental e estimada por normas

As expressões apresentadas pelas normas para estimar a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto são empregadas no dimensionamento das estruturas, devendo apresentar valores aproximados aos obtidos experimentalmente, de forma que com a introdução de coeficientes de ponderação da resistência dos materiais nestas equações seja garantida a segurança das edificações.

Os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de vigas foram comparados com os valores estimados pelas equações das normas americana ACI 318:2011 [16], canadense CAN3 A23.3:2004 [17], europeia EN 1992-1-1:2004 [18] e brasileira ABNT NBR 6118:2014 [19], calculados utilizando as equações apresentadas na Tabela 5, considerando os coeficientes de minoração das resistências unitários.

A resistência última de vigas com armadura transversal é obtida pela soma das parcelas resistidas pelo concreto e mecanismos complementares (V_c) e pelo aço (V_{sw}), com exceção da norma EN 1992-1-1:2004 [18] onde a contribuição do concreto e mecanismos complementares à treliça são desconsiderados, admitindo que a armadura transversal absorve integralmente o esforço cisalhante, considerando-se somente a parcela V_{sw}.

Na Tabela 6 são apresentadas as forças cortantes últimas obtidas experimentalmente, calculadas pelas equações normativas e a relação entre estes valores, para vigas com armadura transversal. No cálculo da parcela de força cortante resistida pela armadura nas equações da norma EN 1992-1-1:2004 [18] e Modelo II da norma ABNT NBR 6118:2014 [19] adotou-se os ângulos de 21,8° e 30°, respectivamente, resultando em valores mais elevados.

A relação entre as forças cortantes últimas experimentais e estimadas pelas normas apresentou valores entre 0,61 e 1,08. Apesar da diferenciação dos concretos quanto à trabalhabilidade, volume e dimensão máxima de agregado graúdo das composições não se constata influência destes fatores em relação à segurança das equações normativas no dimensionamento de vigas.

Nos concretos produzidos com agregado graúdo de menor granulometria verifica-se, na maioria dos casos, estimativas menos conservadoras, devido a estas vigas terem apresentado menor resistência ao cisalhamento, entretanto a variação não pode ser considerada significativa.

Tabela 6

Estimativas das normas para resistência ao cisalhamento de vigas

V	V	Estimativa força cortante última – V _{u.teo} (kN)				Relação V _{u,teo} /V _{u,exp}					
(kN)	(kN)	ACI 318	CAN A23.3	EC 2	NBR 6118 MI	NBR 6118 MII	ACI 318	CAN A23.3	EC 2	NBR 6118 MI	NBR 6118 MII
72,6											
70,5	72,6	53,6	46,2	63,5	61,8	72,3	0,74	0,64	0,87	0,85	1,00
74,6											
63,6	65 1	51.0	17.6	63 5	58.8	70.1	0.80	0.73	0.08	0.00	1 08
66,7	00,1	51,7	47,0	03,5	50,0	70,1	0,00	0,70	0,70	0,70	1,00
71,8	74 5	53.0	15.8	63 5	62 /	72.6	0 72	0.61	0.85	0.84	0.07
77,3	74,0	55,9 2	40,0	00,0	0 02,4	72,0	0,72	, 2 0,01	0,00	0,04	0,77
76,5	70.8	52 /	46 1	63 5	50.6	60.8	0.74	0.65		0.84	0 00
65,1	70,0	02,4	40,1	00,0	57,0	07,0	0,74	0,00	0,70	0,04	0,77
70,4	72.5	53.8	16 1	63 5	62.2	70.8	0.74	0.64	0 88	0.86	1.00
74,5	72,5	55,0	40,4	03,5	02,2	72,0	0,74	0,04	0,00	0,00	1,00
68,5											
68,4	70,6	53,7	46,9	63,5	62,0	73,0	0,76	0,66	0,90	0,88	1,03
75,0											
	V _{u,exp} (kN) 72,6 70,5 74,6 63,6 66,7 71,8 77,3 76,5 65,1 70,4 74,5 68,5 68,4 75,0	Vuesspie Vuesspie 72,6 72,6 70,5 72,6 74,6 - 63,6 65,1 66,7 74,5 71,8 74,5 76,5 70,8 65,1 70,8 70,4 72,5 68,5 70,6 68,5 70,6 75,0 70,6	Vuess Estir Vuess ACI 318 72,6 ACI 318 70,5 72,6 70,5 72,6 74,6 53,6 63,6 65,1 66,7 74,5 71,8 74,5 77,3 74,5 76,5 70,8 65,1 70,8 70,4 72,5 75,5 70,8 68,5 70,6 68,4 70,6 68,4 70,6 70,6 53,7	Vuess Estimativa for Vuess ACI 318 CAN A23.3 72,6 $ACI318 CANA23.3 72,6 318 CANA23.3 72,6 53,6 46,2 70,5 72,6 53,6 46,2 74,6 51,9 47,6 63,6 65,1 51,9 47,6 71,8 74,5 53,9 45,8 77,3 70,8 52,4 46,1 70,4 72,5 53,8 46,4 74,5 70,8 52,4 46,1 68,5 68,4 70,6 53,7 46,9 68,5 70,6 53,7 46,9 $	Estimativa força contra (kN) Vuexp.m Estimativa força contra (kN) ACI CAN EC 2 72.6 ACI $A23.3$ EC 2 70.5 72.6 53.6 46.2 63.5 74.6 65.1 51.9 47.6 63.5 66.7 65.1 53.9 45.8 63.5 77.3 74.5 53.9 45.8 63.5 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 68.5 70.6 53.7 46.9 63.5 68.4 70.6 53.7 46.9 63.5	Estimativa forca cortante última (kn) Vuexp.m (kn) ACI 318 CAN A23.3 EC 2 NBR 6118 MI 72.6 A21 A23.3 EC 2 NBR 6118 MI 70.5 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 74.6 65.1 51.9 47.6 63.5 58.8 66.7 65.1 51.9 47.6 63.5 62.4 71.8 74.5 53.9 45.8 63.5 62.4 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 62.2 76.5 70.8 53.8 46.4 63.5 62.2 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 62.2 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 62.2 68.5 70.6 53.7 46.9 63.5 62.0 68.4 70.6 53.7 46.9 63.5 62.0 75.0 70.4 70.4 70.4 63.5 62.0	Estimativa força cortarte última - V _{u,teo} Vuexp.m Estimativa força cortarte última - V _{u,teo} ACI CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 72.6 A23.3 EC 2 NBR 6118 NBR 6118 70.5 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 74.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 63.6 65.1 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 71.8 74.5 53.9 45.8 63.5 62.4 72.6 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 59.6 69.8 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 62.2 72.8 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 62.0 72.8 68.5 70.6 53.7 46.9 63.5 62.0 73.0 68.4 70.6 53.7 46.9 63.5 62.0 73.0	Estimativa força cortarter última - V _{u.esp} V _{u.esp} ACi CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACi ACi S18 ACi S18 ACi S18 ACi S18 BC 2 NBR 6118 NBR 6118 MII ACi S18 ACi S18 BC 2 NBR 6118 MII ACi S18 ACi S18 ACi S18 ACi S18 ACi S18 MII MII ACi S18 Aci Aci S18 Aci Aci <td>Estimativa força cortarte última - $V_{u.teo}$ Relativa força cortarte última - $V_{u.teo}$ $V_{uexp.m}$ ACI CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI CAN ACI CAN AZ3.3 EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI CAN AZ3.3 ACI CAN AZ3.3 AZ3.3</td> <td>Estimativa força cortante última - $V_{u,teo}$ Relação V_{u} $V_{uexp,m}$ ACI CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI CAN AC 2 Solution (N) ACI Solution (N) ACI CAN A23.3 EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI Solution (N) ACI CAN A23.3 EC 2 72.6 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 0.74 0.64 0.87 74.6 74.6 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 0.80 0.73 0.98 63.6 65.1 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 0.80 0.73 0.98 71.8 74.5 53.9 45.8 63.5 62.4 72.6 0.72 0.61 0.85 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 59.6 69.8 0.74 0.64 0.88 68.5 70.6 53.7 46.9 63.5</td> <td>Estimativa force cortexte última - Vuseo Releção Vuseo/Vuseo Queepo ACI 318 CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI S18 CAN EC 2 NBR 6118 72.6 72.6 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 0.74 0.64 0.87 0.85 74.6 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 0.74 0.64 0.87 0.85 63.6 65.1 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 0.80 0.73 0.98 0.90 71.8 74.5 53.9 45.8 63.5 52.4 72.6 0.72 0.61 0.85 0.84 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 59.6 69.8 0.74 0.65 0.90 0.84 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 62.2 72.8 0.74 0.64 0.88 0.86 68.5<</td>	Estimativa força cortarte última - $V_{u.teo}$ Relativa força cortarte última - $V_{u.teo}$ $V_{uexp.m}$ ACI CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI CAN ACI CAN AZ3.3 EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI CAN AZ3.3 ACI CAN AZ3.3 AZ3.3	Estimativa força cortante última - $V_{u,teo}$ Relação V_{u} $V_{uexp,m}$ ACI CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI CAN AC 2 Solution (N) ACI Solution (N) ACI CAN A23.3 EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI Solution (N) ACI CAN A23.3 EC 2 72.6 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 0.74 0.64 0.87 74.6 74.6 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 0.80 0.73 0.98 63.6 65.1 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 0.80 0.73 0.98 71.8 74.5 53.9 45.8 63.5 62.4 72.6 0.72 0.61 0.85 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 59.6 69.8 0.74 0.64 0.88 68.5 70.6 53.7 46.9 63.5	Estimativa force cortexte última - Vuseo Releção Vuseo/Vuseo Queepo ACI 318 CAN EC 2 NBR 6118 NBR 6118 ACI S18 CAN EC 2 NBR 6118 72.6 72.6 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 0.74 0.64 0.87 0.85 74.6 72.6 53.6 46.2 63.5 61.8 72.3 0.74 0.64 0.87 0.85 63.6 65.1 51.9 47.6 63.5 58.8 70.1 0.80 0.73 0.98 0.90 71.8 74.5 53.9 45.8 63.5 52.4 72.6 0.72 0.61 0.85 0.84 76.5 70.8 52.4 46.1 63.5 59.6 69.8 0.74 0.65 0.90 0.84 70.4 72.5 53.8 46.4 63.5 62.2 72.8 0.74 0.64 0.88 0.86 68.5<



Figura 7

Forças cortantes últimas estimadas pelas normas e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão do concreto

Apesar de adotar um modelo teórico mais refinado, baseado em campos de compressão, que leva em consideração uma série de fatores, tais como a área de aço da armadura longitudinal, a magnitude do momento fletor e da força cortante e o espaçamento entre as fissuras, os resultados da norma CAN3 A23.3:2004 [17]são conservadores em relação às demais, com estimativas de resistência ao cisalhamento 0,61 e 0,73 da resistência obtida experimentalmente.

Apesar de desconsiderar a força cortante resistida pelo concreto, a norma EN 1992-1-1:2004 [18] apresentou resultados próximos aos estimados pelo modelo I da norma ABNT NBR 6118:2014 [19], em torno de 90% da força cortante última obtida experimentalmente.

Os valores estimados pela norma brasileira apresentaram maior aproximação com os resultados experimentais, principalmente quando utilizado o modelo II com ângulo de inclinação da biela igual a 30°, com estimativas entre 0,97 e 1,08 da carga última.

Ressalta-se que, apesar de algumas estimativas terem apresentado valores semelhantes ou superiores aos valores obtidos experimentalmente, isto não reflete insegurança por parte das normas, visto que nas normas americana e canadense a tensão de escoamento da armadura transversal é limitada em 400 MPa enquanto nas normas europeia e brasileira este valor é de 435 MPa e para os cálculos utilizou-se o valor obtido nos ensaios de tração do aço, igual a 658 MPa, havendo portanto uma margem de segurança na resistência do aço em torno de 50%.

Na Figura 7 são apresentadas as estimativas de força cortante última das normas em função da resistência à compressão axial do concreto, sendo indicados os valores correspondentes à força cortante de ruptura das vigas ensaiadas de cada composição de concreto. As equações da norma CAN3 A23.3:2004 [17] e do Modelo II da norma ABNT NBR 6118:2014 [19] necessitam de parâmetros referentes à força cortante atuante, desta forma foram consideradas para norma canadense os valores de $\beta \in \theta$, iguais a 0,12 e 40°, respectivamente obtidos pela média aritmética dos valores calculados para as vigas ensaiadas, e no modelo II da norma brasileira, que considera uma redução da parcela V_a quando a força cortante atuante aproxima-se da resistência das diagonais comprimidas de concreto, foi considerada V, igual à 77% de V. Em relação às normas ACI 318:2011 [16], CAN3 A23.3:2004 [17], EN 1992-1-1:2004 [18] e o modelo I da ABNT NBR 6118:2014 [19], observa-se que todas as vigas ensaiadas apresentaram força cortante última superior às estimativas das normas. O modelo II da ABNT NBR 6118:2014 [19] apresentou uma melhor aproximação dos resultados, ocorrendo, para o concreto CC0, estimativas em torno de 8% superiores aos valores obtidos experimentalmente. Apesar disso, esta variação não representa falta de segurança do modelo, visto que esta norma determina que seja considerada para o dimensionamento a resistência do aço igual a 435 MPa, como discutido anteriormente.

Dentre as normas verifica-se uma relação direta entre a força cortante última e a resistência à compressão do concreto semelhante ao comportamento dos resultados experimentais, exceto para norma EN 1992-1-1:2004 [18], que apresenta uma estimativa de resistência constante, devido a sua formulação considerar somente a resistência da armadura, tornando-se mais conservadora em concretos mais resistentes.

4. Conclusões

Neste trabalho a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto com armadura transversal foi avaliada comparando concretos convencionais e autoadensáveis, visando contribuir para reduzir as incertezas sobre o desempenho estrutural do concreto autoadensável. Os resultados obtidos demonstraram que a redução do volume e dimensão máxima característica do agregado graúdo para produção do concreto autoadensável não resultou em redução significativa na resistência ao cisalhamento deste tipo de concreto. Comparando a resistência das vigas com armadura transversal aos resultados de vigas sem esta armadura, obtidos na literatura, verificou-se um aumento da parcela de resistência atribuída ao concreto e mecanismos alternativos nas vigas de concreto autoadensável em relação ao concreto convencionalmente vibrado, provavelmente devido a uma melhor aderência do concreto às barras de aço, contudo um número maior de ensaios devem ser realizados para comprovar este efeito.

As estimativas de resistência ao cisalhamento desconsiderando os coeficientes de segurança do modelo II da norma ABNT NBR 6118:2014 [19] apresentaram valores mais próximos dos resultados obtidos experimentalmente que as normas ACI 318:2011 [16], CAN3 A23.3:2004 [17], EN 1992-1-1:2004 [18] e modelo I da ABNT NBR 6118:2014 [19], sendo estas consideradas conservativas, porém todas podem ser empregadas no dimensionamento de vigas de concreto autoadensável.

5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Capes, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná pelo auxílio no desenvolvimento deste projeto.

6. Referências bibliográficas

- OKAMURA, H.; OZAWA, K.; OUCHI, M. Self consolidating concrete. Structural Concrete, v.1, n° 1, p. 3–17, 2000.
- [2] BARROS, A. R. Avaliação do Comportamento de Vigas de Concreto Auto-Adensável Reforçado com Fibras de Aço. 2009. 155f.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2009.
- [3] HASSAN, A. A. A., HOSSAIN, K. M. A., LACHEMI, M. Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear. Cement & Concrete Composites, 30 (2008) 588-596.
- [4] DOMONE, P. L. A review of the hardened mechanical properties of self consolidating concrete. Cement & concrete composites, v.29 p. 1-12, 2007.
- [5] DESNERCK, P., DE SCHUTTER, G., TAERWE, L. Shear friction of reinforced self consolidating concrete members. ACI Special publication 261-9. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. p. 133-141, 2009.
- [6] BOEL, V.; DE CORTE, W. Reinforced Self consolidating Concrete Beams Subjected to Static and Dyamic Loads. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF CON-SOLIDATING CONCRETE, 6., 2010, Montreal. Proceedings... Montreal: 2010, Vol. II, p. 1173-1182.
- [7] SHERWOOD, E. G.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs. ACI Structural Journal, Title n° 104-S19, p. 180-190, March/April, 2009.
- [8] YANG, K. H., SIM, J. I., CHOI, B. J., LEE, E. T. Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. ACI Materials Journal, V. 108, N° 5, Sep.-Oct. 2011, p. 501-509.

- [9] KIM, Y. H.; HUESTE, M. B. D.; TREJO, D.; CLINE, D. B. H. Shear Characteristics and Design for High-Strength Self-Consolidating Concrete. Journal of Structural Engineering, v. 136, n° 8, p. 989 – 1000, August 2010.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2010.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corposde-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [13] SAVARIS, G., PINTO, R. C. A. Influência do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Volume 10, Número 1 (Fevereiro 2017) p.30-52.
- [14] ALMEIDA FILHO, F. M.; EL DEBS, M. K.; EL DEBS, A. L. H. C. Bond-slip behavior of self consolidating concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests. Materials and Structures, v. 41, p. 1073-1089, 2008.
- [15] HELINCKS, P., BOEL, V., DE CORTE, W., DE SCHUTTER, G., DESNERCK, P. Structural behaviour of power-type self consolidating concrete: Bond performance and shear capacity. Engineering Structures, V. 48, p. 121-132, 2013.
- [16] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [17] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. A23.3: Design of concrete structures. Ontario, Canada, 2004.
- [18] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures. Brussels, Belgium, 2004.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

On the use of parameter γ_{z} in fire situation

Sobre o uso do parâmetro γ_, em situação de incêndio



E. A. K. NACCACHE ^a eduardo.naccache@usp.br https://orcid.org/0000-0003-4118-9842

I. PIERIN * igorpierin@usp.br https://orcid.org/0000-0003-4745-4870

V. P. SILVA a valpigss@usp.br https://orcid.org/0000-0003-3302-8520

Abstract

Herein will be presented a study on the use of parameter Y_z for reinforced concrete frames in fire situation. Currently, there are no results of similar research for concrete structures, since the subject has not received the adequate attention. In fire situation, many of the horizontal actions are no longer considered in exceptional load combination, leaving only the horizontal action due to the global geometric imperfections. Once the equivalent horizontal forces to these imperfections are obtained, the parameter is applied. One of the conclusions was that the parameter Y_z is not adequate, in particularly for high buildings, indicating that more research is necessary. Even so, using Y_z for room temperature, we conclude that fires that affect lower floors are more damaging to the building and more floors under fire also lead to worse results.

Keywords: fire, parameter γ_z , geometric non-linearity.

Resumo

A seguir será apresentado um estudo sobre o uso do parâmetro Y_z em pórticos de concreto armado em situação de incêndio. Atualmente, não se têm resultados de investigação similar em estruturas de concreto, já que o tema não tem recebido atenção adequada. Em situação de incêndio muitas das ações horizontais deixam de ser consideradas na combinação excepcional de carregamento, restando apenas a ação horizontal decorrente das imperfeições geométricas globais. Obtidas as forças horizontais equivalentes a essas imperfeições, aplica-se o parâmetro citado. Uma das conclusões foi de que o parâmetro Y_z não se mostrou adequado em especial para edifícios mais elevados, indicando a necessidade de mais pesquisa sobre esse assunto. Ainda assim, empregando-se o Y_z , concluiu-se que incêndios que afetam andares inferiores são mais prejudiciais ao edifício e mais andares atingidos também levam a piores resultados.

Palavras-chave: incêndio, parâmetro Y_z , não linearidade geométrica.

Received: 21 Nov 2018 • Accepted: 14 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

^a Polytechnic School, University of São Paulo, Structures and Geotecnic Department, São Paulo, SP, Brazil.

1. Introduction

The study of structures in fire situation is a new subject when it comes to the research field and design applications. There is still much to be researched on the behaviour of the materials and structural systems.

For concrete structures, no work was found that could be related to this one. On the other hand, for steel structures, some knowledge has already been accumulated in analogous studies. Xu, Ma e Zhuang [1], for example, use a stability analysis developed in Xu [2] to understand the influence of a fire on the stability of a one-storey steel frame. Their laboratorial tests showed that fire protection on the columns is essential against generalized collapse, thus the columns are considered with fire protection, therefore, without suffering the influence of the heat transmitted by the fire. While the beams are considered without fire protection. The temperature of each beam is admitted uniform and for each one a temperature variable is attributed. This leads to an optimization problem that yields the highest and lowest scenarios of temperature, as well as the most localized and most distributed scenarios that cause instability. The fire scenario is assumed to be a single fire that spreads to adjacent compartments. The critic fire situation is that of a fire that begins at the compartment with columns that most contribute to lateral rigidity.

A stability analysis using the finite element method and with an element stiffness matrix that comprises the reduction of the flexional rigidity due to the axial force acting on the element is found in Couto et al. [3]. A load factor is applied and increased to the point when the structure reaches its limit and the axial forces acting in each column at this point are used to assess their buckling length. The global instability is so used to propose a buckling length for a local instability analysis of each column of unbraced or sway frames, which are disregarded in Eurocode 3 – Part 1-2 [4] to assess the accuracy of the values of the buckling lengths proposed it for the cases of braced or non-sway frames.

Another work analysing the behaviour of plane steel frames in fire

situation is the work of Toh, Fung and Tan [5]. In it the concepts of the plasticity theory were used to consider the formation of plastic hinges in fire situation. Thereby, the structure resistance capacity is obtained when a mechanism is formed, what can also be considered loss of stability.

At last, it is worth mentioning the work of Tan e Yuan [6], where isolated steel columns stabilities are studied. In this work, springs at the ends of the columns are used to simulate the restrictions imposed by the non-heated adjacent structure. Furthermore, they are subjected to non-uniform temperature distributions along its height to achieve less conservative values for the critic load than that obtained for a uniform distribution. An analytic solution is obtained and used to demonstrate the considerable influence of the constitutive model and the temperature distribution along the height of the column in the critic external load. The results showed good agreement with experimental ones, giving credit to the achieved equations as an aid tool to engineers that need to verify the columns stability under fire without the need of any computationally expensive numerical models.

In the present study, the aim is to analyse the viability of the use of the parameter Y_z , which permits to verify whether a global geometric nonlinear analysis is needed or not for a concrete multi-storey building, in fire situation.

The parameter γ_z was proposed in the work of Franco e Vasconcellos [7], according to equation (1).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}\right)} \tag{1}$$

Where $M_{1,tot,d}$ is the sum of all the contributions of the horizontal forces times its respective distance of each one in relation to the building base and $\Delta M_{tot,d}$ is the sum of all the vertical design loads, times the horizontal displacement of its respective point of application got from the first order analysis.

Parameter γ_z as defined in ABNT NBR 6118:2014 [8] is an exclusivity of the Brazilian code. As already observed, no similar work was found in the literature. Thus, this work constitutes an



Figure 1

Stress-strain relation for structural analysis at ambient temperature. Eurocode 2 - Part 1-1 [6]



Figure 2

Stress-strain relation for structural analysis at ambient temperature. Eurocode 2 – Part 1-1 [6]

inedited approach, using known methods, but it may pave the way for new methodologies.

With the temperature increase of the structural elements during the time elapsed in fire, the modulus of elasticity of the concrete decays, increasing the horizontal displacement and, thence, increasing the γ_z . This behaviour will be analysed in this work.

For such an end, the structural analysis was carried out with the help of a software developed the first author, which only consider the geometric and material linearities [9]. Seen that the relation stress-strain has only a linear stretch defined by the chosen elastic modulus, it becomes the most important structural parameter of the analysis.

2. Elastic modulus in fire situation

In fire situation, the elastic modulus has its value reduced as the fire develops and alters the temperature of the ambient and, therefore, the temperature of the structure. A first attempt to describe these alterations can be deduced from Eurocode 4 – Part 1-2 [10], assuming that equation (2), only stated in this Eurocode is also applicable to other structures than the steel concrete composite ones, subject of Eurocode 4.

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}$$
(2)

In equation (2), f_{c,θ} is the stress peak achieved in fire situation at θ and $\epsilon_{c1,\theta}$ is the corresponding strain to this stress peak.

Proceeding this way, however, it arrives in an inconsistency such that the secant modulus of elasticity at 20 °C, $E_{c,sec,20}$, calculated by Eurocode 2 -Part 1-2 [11] does not have the same value as the secant modulus at ambient temperature $E_{c,m}$, calculated by the Eurocode 2-Part 1-1 [12]. This difference is illustrated in Figure 1 and Figure 2 for a concrete with $f_{rk} = 25$ MPa and is based on a stress-

strain relation for a structural analysis at ambient temperature and in fire situation in accordance with Eurocode 2-Part 1-1 [12] and Eurocode 2 Part 1-2 [11], respectively.

The strain at peak stress and at ambient temperature, ε_{c1} , follows equation (3).

$$\varepsilon_{c1} = 0, 7(f_{ck} + 8)^{0.31} \le 0, 28\%$$
 (3)

The secant modulus, also at ambient temperature, is determined by equation (4).

$$E_{cm} = 2200 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$
(4)

Where f_{cm} , is the average compression stress strength of the concrete. As can be observed in Figure 2, in fire situation, the secant modulus $E_{c.sec,\theta}$ is estimated for a working stress equal to the characteristic compression strength (at temperature θ) of the concrete, while at ambient temperature, one observes in Figure 1 that the secant modulus E_{cm} is estimated for a working stress equal to forty percent of the average compression strength f_{cm} , which leads to higher values. Thus, if the concrete is going to endure the heat of a fire, in accordance with Eurocode, its elastic modulus begins at lower values of what would begin in case of non-occurrence of the fire, even that the initial temperature of the fire model is the same as that considered for normal conditions.

It must be highlighted that in Eurocode 2 Part 1-2, where the theme of fire in concrete structures is treated, the elastic modulus is symbolized by $E_{c,sec,\theta}$, and in Eurocode 2 Part 1-1, which deals with the general dimensioning rules of concrete structures at ambient temperature, the elastic modulus is symbolized by E_{cm} . What is intended to do here is to show that when the temperature of 20 °C is considered, that is, the ambient temperature of normal conditions, one would have $E_{c,sec,\theta} = E_{cm}$, which is not what happens.

The secant modulus $\mathsf{E}_{_{c.sec,\theta}}$ represented in Figure 2 is the average

Table 1

Flexional rigidity adjustment coefficients (Eurocode 4 – Part 1-2 [4])

Fire resistance	$\phi_{\textbf{s},\theta}$	$\phi_{c,\theta}$
R30	1.0	0.8
R60	0.8	0.8
R90	0.9	0.8
R120	1.0	0.8

value of the tangent of the stress-strain curve inside the interval $[0;\epsilon_{c_1}]$, which is equivalent to the indicated in equation (5).

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{1}{\varepsilon_{c1}} \int_0^{\varepsilon_{c1}} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} d\varepsilon$$
(5)

Where $f_{c,\theta}$ is given by equation (6).

$$f_{c,\theta} = \kappa_{c,\theta} f_{ck} \tag{6}$$

The factor k_{c,0} and the strain at peak stress ε_{c1} in fire situation depends on the kind of concrete aggregate which can be of siliceous or calcareous material and are presented in Eurocode 2 Part 1-2 [11]. Furthermore, it will be considered here an effective flexional rigidity (EI)_{fl,eff} for the columns and beams in accordance with the fifth paragraph of the item 4.3.5.1. of Eurocode 4 Part 1-2 [4], here reproduced in equation (7).

$$(EI)_{fl,eff} = \varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}$$
(7)

The index "s" is relative to "steel" representing the steel bars of the section of reinforced concrete and which will not be considered. The index "c" is relative to concrete. The terms $\varphi_{s,\theta}$ and $\varphi_{c,\theta}$ are reduction coefficients due to stresses of thermic origin at temperature θ and provided in Table 1. The phenomena known as "spalling" will not be considered, thus, there is no losses in the concrete section $I_{c,\theta}$) = I_c . By the third column of Table 1 one sees that $\phi_{c,\theta}$ is always equal to 0,8. With these considerations, the effective flexional rigidity becomes that of equation (8).

Table 2

Concrete elastic modulus reduction coefficient (AISC 360-16 [7])

Temp. (°C)	$\mathbf{k}_{Ec,\theta}$
20	1
93	0.93
200	0.75
290	0.61
320	0.57
430	0.38
540	0.2
650	0.092
760	0.073
870	0.055
980	0.036
1100	0.018
1200	0

$$(EI)_{fl,eff} = 0, 8E_{c,sec,\theta}I_c$$
(8)

The reduction coefficient of the elastic modulus can be obtained by dividing $E_{csec,0}$ by its value at 20 °C as done in equation (9).

$$k_{c,\theta} = \frac{E_{c,sec,\theta}}{E_{c,sec,20^{\circ}C}} \tag{9}$$

An alternative to Eurocode 2 is the American code AISC 360-16 [13], which provides direct recommendations for the reduction coefficient of the elastic modulus of the concrete. Its values are reproduced in Table 2.

The elastic modulus of the concrete at ambient temperature proposed by the AISC 360-16 [13], for which the reduction coefficient of Table 2 applies is given by the equation (10).

$$E_c = 5375 \int f_{ck} \tag{10}$$

It is important to note that no distinction is made between the tangent modulus and the secant modulus in the AISC 360-16 [13], even because this code focus is on steel structures. Noting too that (10) is similar to the equation for the tangent modulus proposed in ABNT NBR 6118:2014 [8], one chose to use the expressions found in the Brazilian code, being equation (11) for the tangent modulus and equation (12) for the secant modulus.

$$E_c = 5600 \int f_{ck} \tag{11}$$

$$E_{cs} = 0,85E_c \tag{12}$$

Thus, following the recommendations of the AISC in association with equations (11) and (12) of the ABNT NBR 6118, the secant modulus for a temperature θ can be written as in equation (13).

$$E_{c,sec,\theta} = k_{E,\theta} E_{cs} \tag{13}$$

Throughout this paper, will be employed in the analysis, the moduli of elasticity and reducers, respectively, from the ABNT NBR 6118:2014 [8] and AISC 360-16 [13] and from the Eurocode 4 – Part 1-2 [10] and Eurocode 2-Part 1-1 [12].

3. Geometric imperfections

In fire situation, the structure is subjected to an exceptional combination of actions. The probability of strong winds to occur at the same time of a flashover is very low, therefore, the design value of the forces due to the wind is zero (ABNT NBR 8681:2003 [14]) and the only horizontal force that must be considered is the global geometric imperfection, which are always acting on the structure. In accordance with Eurocode 2 – Part 1-1 [12], the global imperfection can be represented by an inclination θ_1 given by equation (14).

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \tag{14}$$

Where α_h , is a reduction factor associated to the total height of the structure H and determined by equation (15).

$$x_h = \frac{2}{\sqrt{H}} \tag{15}$$

And α_m is a reduction factor associated to the number of elements m along the height H and calculated as in equation (16).

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1+1/m}{2}} \tag{16}$$



Figure 3

Examples of thermal fields determined for this work

Finally, θ_0 is a reference value to be corrected by the factors above and corresponds to 1/200. The equivalent horizontal forces are obtained from the inclination defined above and since they are known, the stability parameters can be calculated.

4. Load combinations

The applied load to the structure in fire situation is based on the exceptional combination load. This combination is called exceptional combination because it includes an action of low probability of occurrence and of short duration, as established in ABNT NBR 8681:2003 [14]. In this combination, many variable actions can be omitted or reduced by a combination factor, in accordance with equation (17).

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi,fi} F_{gi,k} + \gamma_{q,fl} F_{q1,exc} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} \gamma_{qj,fi} F_{qj,k}$$
(17)

In equation (17), the combination factor ψ_2 is the combination factor for quasi permanent actions and substitutes the factor ψ_0 , applied for normal combinations. As $\psi_2 < \psi_0$, this substitution reduces the design value of the variable actions, for in an exceptional situation, the group of actions has even smaller probability of occurrence than in normal situation, as already observed. In addition, it is permitted, in accordance with the ABNT NBR 8681:2003 [14], to reduce ψ_2 to $0,7\psi_2$.

The exceptional action $F_{q1,exc}$ can lead to forces caused by the heating of elements which are not free to expand. The values of such forces are not known very well. According with the ABNT NBR 15200:2012 [15], in general, they can be disregarded. In this work they will be.

The permanent actions $\boldsymbol{F}_{_{\boldsymbol{q}\boldsymbol{i},\boldsymbol{k}}}$ can be of high or low variability, which

affects its respective weighting coefficients in fire situation $\gamma_{gi,fi}$ and, at last, the non-exceptional variable actions $F_{qi,k}$ that remain acting on the structure, with relevant probability, during a fire have its respective weighting coefficients all equal to 1,0, thereby, equation (17) remains valid if rewritten as in equation (18).

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi,fi} F_{gi,k} + 0,7 \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{qj,k}$$
(18)

5. Examples

Given the expression that relates the temperature of a concrete element with its elastic modulus at this temperature, the next step is to discover the temperature field in the element. Adopting the standard curve of fire temperature vs time ISO 834 [16], it was possible to determine the thermic field in the cross section of the columns and beams with the aid of the computer software for thermal analysis of structures by the finite element method Aterm [17], developed and validated by the second author of this paper. From the thermal field, the average temperature in each section was determined and this value was extended to the entire bar (column or beam), that is, a uniform temperature distribution along the bars was adopted herein.

The concrete used is composed of siliceous aggregate, which is the most commonly used in buildings.

The vertical loads applied to the building are those suggested by the code ABNT NBR 6120:1988 [18] when residential buildings are considered. On all the beams, the existence of brick masonry with self-weight of 18 kN/m³ was considered.

All the horizontal forces applied in the examples come from the geometric imperfections defined in item 3.



Figure 4 Nine-storey two bays frame

5.1 Nine-storey building

The first example is a nine-storey building. Its total height reaches twenty-five meters and twenty centimetres, considering a constant height for each storey. All the beams have rectangular cross sections with twenty centimetres in width and seventy centimetre in height. All the columns have rectangular cross sections with thirteen centimetres in width and fifty centimetres in length. The elastic modulus at ambient temperature is that which corresponds to a concrete with characteristic resistance of 40 MPa and applying equation (11). The plane frame analysed is that constituted by columns P2, P6 e P10, as shown in Figure 4. The parameter γ_z obtained at ambient temperature for the bidimensional structure, is very close to that obtained in case when a three-dimensional frame is considered, in accordance with the analysis done with the aid of the computer commercial program CAD\TQS (Table 3).

A first analysis at ambient temperature provides γ_{z} = 1,044, what



Figure 5

Mean temperatures of beam and columns sections of the first example during the fire

Table 3

Comparison of γ_z values with CAD\TQS

f _{ck} (MPa)	TQS	PORTICO2D
25	1.058	1.05676902
30	1.052	1.05156772
40	1.045	1.04435254

is lower than the limit of 1,1. It indicates that the structure can be considered with fixed nodes and, therefore, the non-linearities of the materials do not need to be regarded in the structural analysis. However, due to the fire action, this limit will probably be exceeded during an analysis that lasts 180 minutes and considers the most critic fire scenario. Then, the non-linearity of the materials was considered since low temperatures and in a simplified way, by means of a reduction of 50% in the beam's rigidity and with a reduction of 20% in the rigidity of the columns [8].

In Figure 5, was illustrated the standard fire curve ISO 834 [16]. This curve was used to obtain the evolution of the average temperatures in the concrete beams and columns of the structure, whose resulting curves are represented together.

In a fire scenario where an ignition followed by a flashover hits only one storey, it is possible to show that the worst case happens when the first storey of the building is hit (Figure 6).

In Figure 7, diagrams γ_z vs time is presented, applying the recommendations of the AISC 360-16 [13] and in Figure 8, Eurocode 4 part 1-2 [10], for the different elastic modulus in fire situation.

When a fire scenario with more than one storey in full combustion, the consequences over the frame displaceability are more severe as illustrated in Figure 7 and in Figure 8.

By the present legislation, the vertical compartmentation is required for tall buildings, in order to prevent the vertical propagation of the fire [19]. As one sees in Figure 7 and Figure 8, more than



Figure 6

Parameter γ_z for different and vertically compartmentalized storeys under fire ($E_{c,sec,\theta}$) in accordance with AISC 360-16[7] and ABNT NBR 6118:2014 [2])



Figure 7

Parameter γ_z (E_{c,sec, θ}) in accordance with AISC 360-16[7] and ABNT NBR 6118:2014 [2])

one storey in fire increase the building displaceability, providing one more argument for this requirement.

Observing Figure 7, the structure becomes very displaceable more rapidly with the use of the elastic modulus of the Eurocode, as one can conclude after comparing it with Figure 8. What exposes again the necessity of more definitive studies for the elastic modulus in fire situation.

Frames in the orthogonal direction to that analysed here, can also



Figure 8

Parameter Y_z (E_{c.sec, θ}) in accordance with Eurocode 2 Part 1-1[6] and Eurocode 2 Part 1-2[5])



Figure 9

Four-storey one bay frame



Figure 10

Mean temperatures of beam and columns sections of example 2 during fire

be studied, but the results would be very alike. Therefore, the authors made an option for omission.

5.2 Four-storey building

The second example is of a small four-storey building. The total height is eleven meters and sixty centimetres. All the beams have rectangular sections with twenty centimetres in width and fifty centimetres in height. All the columns have rectangular cross sections with nineteen centimetres in width and in length. The elastic modulus at ambient temperature is that which corresponds to a concrete with characteristic resistance of 30 MPa and applying equation (11). The plane frame analysed is that constituted by the columns P2 and P5, as shown in Figure 9.

The considerations applied to this example are the same as for the former one.

As in Figure 5, in Figure 10 was illustrated the standard fire curve ISO 834 [16]. This curve was used to obtain the evolution of the average temperatures in the concrete beams and columns of the structure, whose resulting curves are represented together.

In Figure 11 the diagrams Y_z vs time is presented, applying the recommendations of AISC 360-16 [13] and in Figure 12, Eurocode 4 part 1-2 [10], for the different elastic moduli in fire situation.

With the element's temperature rising during the time elapsed on fire, the concrete elastic modulus has its value reduced, increasing the horizontal displacement and, therefore, increasing γ_z . This growth, as seen in Figure 11, is high, even for a fire in only one storey and, in Figure 12, up to the vertical asymptote. However, more studies are necessary on the determination of γ_z in buildings with abrupt rigidity variation between storeys, as is the case between



Figure 11 Parameter Y_z (E_{c.sec.0}) in accordance with AISC 360-16[7] and ABNT NBR 6118:2014 [2])



Figure 12

Parameter Y_z (E_{_{c,sec,\theta}}) in accordance with Eurocode 2 Part 1-1[6] and Eurocode 2 Part 1-2[5])

storeys in fire and in ambient temperature, this is an initial study on the matter. The intense change in the inclination of curve γ_z vs time is a behaviour due to the use of a linearized equation, with its denominator nearing zero. It can be seen as an approximated answer of the instant when the loss of stability occurs.

The parameter γ_z is used too in the assessment of the global nonlinear forces of concrete buildings increasing the wind forces by 0,95 γ_z , but in accordance with the Brazilian code of concrete structures ABNT NBR 6118:2014 [8], it only can be used for this end when inside the interval 1,1 $\leq \gamma_z \leq$ 1,3. These limits exist because when $\gamma_z <$ 1,1 the nonlinear global forces become irrelevant and when $\gamma_z >$ 1,3, the estimative of these forces with the γ_z loses its precision. In relation to the structural analysis in fire situation, these limits are unlikely to be kept, which requires further studies.

6. Conclusions

The objective of this work was providing a first assessment about the use of parameter Y_z to deal with the global analysis of the concrete structures problem, considering its displaceability and, consequently, the need of a nonlinear geometric analysis.

The concrete elasticity modulus values and its reduction with the temperature in a fire is fundamental, but there is little knowledge available to achieve a reliable solution. The elastic modulus derived from Eurocodes seems reasonable, but it is not clear the extension of its applicability and, moreover, there is a difference between its value at ambient temperature by Eurocode 2 Part 1-1 [12] and its initial value, at 20 °C, in the formulation for fire situation by Eurocode 4 Part 1-2 [10].

The equation of $Y_{z,}$ in accordance with ABNT NBR 6118:2014 [8], does not have defined limits of application, however, using it for fire situation, one concludes that it is not satisfactory. However, some achieved results, in a qualitative point of view, are acceptable. It was shown that the lower the storey level hit by the fire, the larger will be the horizontal displacement of a building. It was shown too that as more storeys are simultaneously hit by the fire, worse will be the structure conditions, reinforcing the importance of the vertical compartmentation.

More realistic fire scenarios must be used for the analysis of bigger structures or in case of employing a three-dimensional frame, that because a real fire is not uniform throughout a storey neither throughout the building height. A real fire walks through the building, following the more inflammable materials and with that forming a highly non-uniform temperature field [6,20].

It is hoped that this work inspires other authors to follow the path started here, as the global analysis of concrete buildings in fire situation is of great importance to the research sequence of the structures in this area.

7. Acknowledgements

The authors thank for the support to this research to FAPESP (Process 2015/21602-4) – The São Paulo research foundation, to CNPq – the Brazilian National Council for Scientific and Technological Development, and to CAPES – Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel.

8. References

- XU, L., MA, T., ZHUANG, Y. Storey-based stability of unbraced structural steel frames subjected to variable fire loading. Journal of constructional steel research, 147, 145-153, 2018.
- [2] XU, L. The buckling loads of unbraced PR frames under non-proportional loading. Journal of constructional steel research, 58, 443-465, 2002.
- [3] COUTO, C., REAL, P. V., LOPES, N., RODRIGUES, J. P. Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire, Engineering Structures, Vol. 49, 541-559, 2013.
- [4] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION. EN1993-1-2: Eurocode 3; design of steel structures – Part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2005.
- [5] TOH, W., S., FUNG, T. C., TAN, K. H. Fire resistance of steel frames using classical and numerical methods, Journal of Structural Engineering, 127(7): 829-838, 2001.
- [6] TAN, K. H., YUAN, W. F. Inelastic buckling of pin-ended steel columns under longitudinal non-uniform temperature distribution, Journal of Constructional Steel Research, 65, 132-141, 2009.
- [7] FRANCO, M., VASCONCELLOS, A. C. Practical assessment of second order effects on tall buildings. Colloquiumonthe CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [9] NACCACHE, E. A. K. Análise dinâmica de um pórtico bidimensional. Trabalho apresentado na disciplina PEF 5711 – Fundamentos da mecânica computacional. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- [10] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION. EN1994-1-2: Eurocode 4; design of composite steel and concrete structures – part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2005.
- [11] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION. EN1991-1-2: Eurocode 2; design of concrete structures – Part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2004.
- [12] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION.
 EN1991-1-1: Eurocode 2; design of concrete structures
 Part 1-1: general rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [13] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Specification for structural steel building. Chicago: AISC, 2016.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [16] ISO 834-1. "Fire-resistance testing elements of building construction – Part 1: general requirements". 1999.

E. A. K. NACCACHE | I. PIERIN | V. P. SILVA

- [17] PIERIN, I., SILVA, V. P., ROVERE, H. L. L. Thermal analysis of two-dimensional structures in fire. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, p. 25-36, 2015.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [19] SILVA, V. P. Segurança Contra Incêndio em Edifícios Considerações para o Projeto de Arquitetura. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2014. v. 1. 129p.
- [20] RACHAUSKAITE, E., KOTSOVINOS, P., JEFFERS, A., REIN, G. Structural analysis of multi-storey steel frames exposed to travelling fires and traditional design fires. Engineering Structures, 150, 271-287, 2017.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

On the use of parameter γ_{z} in fire situation

Sobre o uso do parâmetro γ_, em situação de incêndio



E. A. K. NACCACHE ^a eduardo.naccache@usp.br https://orcid.org/0000-0003-4118-9842

I. PIERIN * igorpierin@usp.br https://orcid.org/0000-0003-4745-4870

V. P. SILVA a valpigss@usp.br https://orcid.org/0000-0003-3302-8520

Abstract

Herein will be presented a study on the use of parameter Y_z for reinforced concrete frames in fire situation. Currently, there are no results of similar research for concrete structures, since the subject has not received the adequate attention. In fire situation, many of the horizontal actions are no longer considered in exceptional load combination, leaving only the horizontal action due to the global geometric imperfections. Once the equivalent horizontal forces to these imperfections are obtained, the parameter is applied. One of the conclusions was that the parameter Y_z is not adequate, in particularly for high buildings, indicating that more research is necessary. Even so, using Y_z for room temperature, we conclude that fires that affect lower floors are more damaging to the building and more floors under fire also lead to worse results.

Keywords: fire, parameter γ_z , geometric non-linearity.

Resumo

A seguir será apresentado um estudo sobre o uso do parâmetro Y_z em pórticos de concreto armado em situação de incêndio. Atualmente, não se têm resultados de investigação similar em estruturas de concreto, já que o tema não tem recebido atenção adequada. Em situação de incêndio muitas das ações horizontais deixam de ser consideradas na combinação excepcional de carregamento, restando apenas a ação horizontal decorrente das imperfeições geométricas globais. Obtidas as forças horizontais equivalentes a essas imperfeições, aplica-se o parâmetro citado. Uma das conclusões foi de que o parâmetro Y_z não se mostrou adequado em especial para edifícios mais elevados, indicando a necessidade de mais pesquisa sobre esse assunto. Ainda assim, empregando-se o Y_z , concluiu-se que incêndios que afetam andares inferiores são mais prejudiciais ao edifício e mais andares atingidos também levam a piores resultados.

Palavras-chave: incêndio, parâmetro Y_z , não linearidade geométrica.

Received: 21 Nov 2018 • Accepted: 14 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

^a Polytechnic School, University of São Paulo, Structures and Geotecnic Department, São Paulo, SP, Brazil.

1. Introdução

O estudo das estruturas em situação de incêndio é um tema novo para efeito de pesquisa e aplicação em projeto. Muito ainda há o que se pesquisar sobre o comportamento de materiais e sistemas estruturais.

Para estruturas de concreto, não foram encontrados trabalhos que possam ser relacionados a esse. Por outro lado, para as estruturas metálicas, algum conhecimento já tem sido acumulado em estudos análogos. Em Xu, Ma e Zhuang [1], por exemplo, é utilizada a análise de estabilidade desenvolvida em Xu [2] para entender a influência de um incêndio na estabilidade de um pórtico de aço de um pavimento. Observa-se que testes de laboratório mostraram que o emprego de revestimento contra fogo nos pilares é essencial contra o colapso generalizado, assim os pilares são considerados com revestimento e, portanto, sem sofrer influência do calor transmitido pelo incêndio. Já as vigas são consideradas sem revestimento contra fogo. A temperatura em cada viga é admitida uniforme e para cada uma atribui-se uma variável temperatura. Chega-se em um problema de otimização que mostra os mais altos e baixos cenários de temperatura assim como os mais localizados e mais distribuídos cenários que causam instabilidade. O cenário de incêndio é assumido como um único foco de incêndio que se espalha para compartimentos adjacentes. A situação crítica de incêndio é a do incêndio sendo iniciado no compartimento onde estão localizados os pilares que mais contribuem para a rigidez lateral.

Uma análise de estabilidade utilizando o método dos elementos finitos e com uma matriz de rigidez do elemento que contempla a degradação da rigidez flexional devido à força axial é encontrada em Couto et al. [3]. Um fator de carregamento é aplicado e aumentado até o ponto de levar a estrutura ao seu limite e as forças axiais atuantes em cada pilar nesse ponto são utilizadas como forma de avaliar seu comprimento efetivo de flamblagem. A instabilidade global é então utilizada para propor um comprimento de flamblagem para uma análise de instabilidade local de cada pilar de pórticos não contraventados ("unbraced frames" ou "sway frames"), que são casos não contemplados pelo Eurocode 3 – Part 1-2 [4] e para avaliar a acurácia dos valores de comprimento de flambagem propostos nesta mesma norma para casos de pórticos contraventados ("braced frames" ou "non-sway frames").

Um outro trabalho onde também o comportamento de pórticos planos de aço em situação de incêndio é avaliado é o de Toh, Fung e Tan [5]. Nesse trabalho foram aplicados conceitos da teoria da plasticidade para a consideração da formação de rótulas plásticas em situação de incêndio. Dessa forma a capacidade resistente da estrutura é obtida quando da formação de mecanismo, que pode ser entendido também como perda da estabilidade.

Por último, vale citar o trabalho de Tan e Yuan [6], onde a estabilidade de pilares isolados de aço é estudada. Nesse trabalho, molas nas extremidades dos pilares são utilizadas para simular as restrições impostas pela estrutura adjacente não aquecida. Além disso, eles são sujeitos a distribuições não uniformes de temperatura ao longo de sua altura para se chegar a valores menos conservadores para a carga crítica daqueles obtidos para distribuição uniforme. Uma solução analítica é obtida e utilizada para demonstrar a considerável influência do modelo de tensões e deformações e da distribuição de temperaturas ao longo da altura do pilar na força normal crítica. Os resultados mostraram-se em bastante concordância com resultados experimentais, dando credibilidade às equações alcançadas como ferramenta de auxílio aos engenheiros que necessitam averiguar a estabilidade de pilares em situação de incêndio sem a necessidade de modelos numéricos mais dispendiosos.

Neste estudo, procurou-se analisar a viabilidade do uso do parâmetro γ_z , que permite verificar se uma análise global não linear geométrica é necessária ou não para um edifício de múltiplos andares de concreto, para a situação de incêndio.

O parâmetro γ_z foi proposto no trabalho de Franco e Vasconcellos [7], conforme a equação (1).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}\right)} \tag{1}$$



Figura 1

Relação tensão-deformação para análise estrutural à temperatura ambiente. Eurocode 2 - Part 1-1 [6]



Figura 2

Relação tensão-deformação para análise estrutural em situação de incêndio. Eurocode 2 – Part 1-2 [5]

Onde $M_{1,tot,d}$ é a soma das contribuições de todas as forças horizontais de cálculo multiplicadas pelas respectivas distâncias de cada uma em relação à base do edifício e $\Delta M_{tot,d}$ é a soma de todos os carregamentos verticais de cálculo, multiplicados pelo deslocamento horizontal dos seus respectivos pontos de aplicação obtidos da análise de primeira ordem.

O parâmetro Y_z conforme definido na ABNT NBR 6118:2014 [8] é uma exclusividade da norma brasileira. Como já observado, não se encontrou na literatura qualquer estudo similar ao apresenta-do neste trabalho. Com efeito, o presente trabalho constitui uma abordagem inédita, utilizando métodos já conhecidos.

Com o aumento da temperatura dos elementos estruturais durante tempo decorrido em incêndio, o módulo de elasticidade do concreto decai, aumentado o deslocamento horizontal e, portanto, aumentando o Y_{z} . Esse comportamento será analisado neste trabalho.

Para tal finalidade, a análise estrutural foi realizada por meio de um programa desenvolvido pelo primeiro autor, considerando linearidade geométrica e do material [9]. Visto que a relação tensãodeformação possui apenas um trecho linear definido pelo módulo de elasticidade escolhido, ele se torna o parâmetro da estrutura mais importante da análise.

2. Módulo de elasticidade em situação de incêndio

Em situação de incêndio, o módulo de elasticidade tem seu valor reduzido conforme o incêndio se desenvolve e altera a temperatura do ambiente e, consequentemente, da estrutura. Uma primeira tentativa de descrever essas alterações pode ser deduzida a partir do Eurocode 4 – Part 1-2 [10], assumindo que a equação (2), apenas explicitada nesse Eurocode também seja aplicável a outras estruturas que não sejam mistas de aço e concreto, objeto do Eurocode 4.

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \tag{2}$$

Na equação (2), f_{c,θ} é o pico de tensão alcançada em situação de incêndio à temperatura θ e $\epsilon_{c1,\theta}$ é a deformação correspondente a esse pico de tensão.

Procedendo dessa maneira, entretanto, chega-se a uma inconsistência tal que o módulo de elasticidade secante a 20°C, $E_{c,sec,20}$, calculado pelo Eurocode 2 -Part 1-2 [11] não tem o mesmo valor que o módulo secante à temperatura ambiente $E_{c,m}$, calculado pelo Eurocode 2-Part 1-1 [12]. Essa diferença é ilustrada na Figura 1 e Figura 2 para um concreto com f_{ck} = 25 MPa e têm por base a relação tensão-deformação para análise estrutural à temperatura ambiente e em situação de incêndio de acordo com o Eurocode 2-Part 1-1 [12] e o Eurocode 2 Part 1-2 [11], respectivamente.

A deformação no pico de tensão à temperatura ambiente ε_{c1} segue a equação (3).

$$\varepsilon_{c1} = 0, 7(f_{ck} + 8)^{0.31} \le 0, 28\%$$
 (3)

O módulo secante, também à temperatura ambiente, é determinado pela equação (4).

$$E_{cm} = 2200 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \tag{4}$$

Como pode ser observado na Figura 2, em situação de incêndio, o módulo secante $E_{c,sec,\theta}$ é estimado para uma tensão de trabalho igual à resistência característica à compressão (à temperatura θ) do concreto, enquanto à temperatura ambiente, observa-se na Figura 1 que o módulo secante E_{cm} é estimado para uma tensão de trabalho igual a quarenta por cento da resistência média à compressão f_{cm}, o que leva a valores maiores. Assim, se o concreto vai enfrentar o calor de um incêndio, de acordo com o Eurocode, seu módulo de elasticidade começa em valores menores do que começaria em caso da não ocorrência do incêndio, mesmo que a temperatura inicial do

Tabela 1

Coeficientes de ajuste de rigidez flexional (Eurocode 4 - Part 1-2 [4])

Resistência ao fogo	$\phi_{\textbf{s},\theta}$	$\phi_{c,\theta}$
R30	1,0	0,8
R60	0,8	0,8
R90	0,9	0,8
R120	1,0	0,8

modelo de incêndio seja a mesma daquela que é considerada para condições normais.

Deve-se ressaltar que no Eurocode 2 Part 1-2, onde o tema do incêndio em estruturas de concreto armado é tratado, o módulo de elasticidade é chamado de $E_{c,sec,\theta}$ e no Eurocode 2 Part 1-1, que trata das regras gerais de dimensionamento de estruturas de concreto em temperatura ambiente, o módulo de elasticidade é chamado de E_{cm} . O que se pretende aqui é mostrar que quando a temperatura de 20°C é considerada, ou seja, a temperatura ambiente de condições normais, devia-se ter $E_{c,sec,\theta} = E_{cm}$, mas não é o que acontece.

O módulo secante $E_{c,sec,\theta}$ representado na Figura 2 é o valor médio da tangente do gráfico tensão-deformação dentro do intervalo $[0;\epsilon_{rt}]$, que equivale ao indicado na equação (5).

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{1}{\varepsilon_{c1}} \int_0^{\varepsilon_{c1}} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} d\varepsilon$$
(5)

Onde $f_{c, \theta}$ é dado pela equação (6).

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \tag{6}$$

O fator k_{c,0} e a deformação no pico de tensão ε_{c1} em situação de incêndio dependem do tipo de agregado graúdo do concreto que pode ser de material silicoso ou calcário e são apresentados no Eurocode 2 Part 1-2 [11]. Além disso, será considerada aqui uma rigidez flexional efetiva (EI)_{fi,eff} para os pilares e para as vigas de acordo com o quinto parágrafo do item 4.3.5.1. do Eurocode 4 Part 1-2 [4], aqui reproduzida na equação (7).

Tabela 2

Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto (AISC 360-16 [7])

Temp. (°C)	k _{Ec,θ}
20	1
93	0,93
200	0,75
290	0,61
320	0,57
430	0,38
540	0,2
650	0,092
760	0,073
870	0,055
980	0,036
1100	0,018
1200	0

$$(EI)_{fl,eff} = \varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}$$

$$(7)$$

O índice "s" é relativo a "steel" que é o aço das barras da seção de concreto armado e não serão consideradas. O índice "c" é relativo ao concreto. Os termos $\varphi_{s,\theta} \in \varphi_{c,\theta}$ são coeficientes de redução devido às tensões de origem térmica na temperatura θ e fornecidos na Tabela 1. O fenômeno conhecido como "*spalling*" será desconsiderado, portanto, não há perda de seção de concreto $I_{c,\theta} = I_c$. Pela terceira coluna da Tabela 1 vê-se que $\varphi_{c,\theta}$ é sempre igual a 0,8. Com essas considerações, a rigidez flexional efetiva passa a ser a da equação (8).

$$(EI)_{fl,eff} = 0, 8E_{c,sec,\theta}I_c$$
(8)

O coeficiente de redução do módulo de elasticidade pode ser obtido dividindo $E_{csec,\theta}$ por seu valor a 20°C como feito na equação (9).

$$k_{c,\theta} = \frac{E_{c,sec,\theta}}{E_{c,sec,20^{\circ}C}} \tag{9}$$

Uma alternativa ao Eurocode 2 é a norma americana AISC 360-16 [13] que fornece recomendações diretas para o coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto. Seus valores são reproduzidos na Tabela 2.

O módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente proposto pelo AISC 360-16 [13], em relação ao qual se aplica o coeficiente de redução da Tabela 2 é dado pela equação (10).

$$E_c = 5375 \int f_{ck} \tag{10}$$

É importante notar que não é feita distinção entre módulo tangente e módulo secante no AISC 360-16 [13] até porque é uma norma mais específica para estruturas de aço. Notando-se que (10) é similar à equação para o módulo tangente proposto na ABNT NBR 6118:2014 [8], escolheu-se por utilizar as expressões encontradas na norma brasileira, sendo a equação (11) para o módulo tangente e equação (12) para o módulo secante.

$$E_c = 5600 \sqrt{f_{ck}} \tag{11}$$

$$E_{cs} = 0,85E_c \tag{12}$$

Assim, seguindo as recomendações do AISC em associação às equações (11) e (12) da ABNT NBR 6118, o módulo secante a uma temperatura θ pode ser escrito conforme equação (13).

$$E_{c,sec,\theta} = k_{E,\theta} E_{cs} \tag{13}$$

Neste artigo serão empregados na análise, os módulos de elasticidade e redutores, respectivamente, da ABNT NBR 6118:2014 [8] e AISC 360-16 [13] e do Eurocode 4 – Part 1-2 [10] e Eurocode 2-Part 1-1 [12].

3. Imperfeições geométricas

Em situação de incêndio, a estrutura é sujeita à combinação excepcional de ações. A probabilidade de fortes ventos ocorrerem ao mesmo tempo de um flashover é muito pequena, assim, o valor de cálculo das forças decorrentes de vento é nulo (ABNT NBR 8681:2003 [14]) e as únicas forças horizontais que devem ser consideradas são as imperfeições geométricas globais, que são



Figura 3

Exemplos de campos térmicos determinados para este trabalho

sempre atuantes na estrutura. De acordo com o Eurocode 2 – Part 1-1 [12], a imperfeição global pode ser representada por uma inclinação θ_1 dada pela equação (14):

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \tag{14}$$

Onde α_h é um fator de redução associado à altura total da estrutura H e determinado pela equação (15).

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}} \tag{15}$$

E α_m é um fator de redução associado ao número de elementos m ao longo da altura H e determinado pela equação (16).

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1+1/m}{2}} \tag{16}$$

Por último, θ_0 é um valor de referência a ser corrigido pelos fatores acima e corresponde 1/200. As forças horizontais equivalentes são obtidas a partir da inclinação definida acima e uma vez que essas forças são conhecidas, os parâmetros de estabilidade podem ser calculados.

4. Combinação de carregamentos

O carregamento aplicado à estrutura em situação de incêndio teve por base a combinação excepcional de carregamentos. Essa combinação é chamada de combinação excepcional por incluir uma ação de baixa probabilidade de ocorrência e de curta duração, com base na ABNT NBR 8681:2003 [14]. Nessa combinação, muitas das forças variáveis podem ser desprezadas ou reduzidas por um fator de combinação de acordo com a equação (17).

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi,fi} F_{gi,k} + \gamma_{q,fl} F_{q1,exc} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} \gamma_{qj,fi} F_{qj,k}$$
(17)

Na equação (17), o fator de combinação ψ_2 é o fator de combinação para ações quase permanentes e substitui o fator ψ_0 , aplicado para combinações normais. Como $\psi_2 < \psi_0$, essa substituição reduz o valor de cálculo das ações variáveis, já que em situação excepcional a ação conjunta das ações tem ainda menor probabilidade de ocorrer do que em situação normal como já observado. Ademais, é permitido, de acordo com a ABNT NBR 8681:2003 [14], reduzir ψ_2 para $0,7\psi_2$.

A ação excepcional $F_{q1,exc}$ pode causar solicitações geradas pelo aquecimento de elementos que não podem dilatar livremente. Os valores de tais solicitações são pouco conhecidos. Segundo a ABNT NBR 15200:2012 [15], em geral, podem ser desprezadas. Neste trabalho ela será desprezada.

As ações permanentes $F_{gi,k}$ podem ser de alta ou baixa variabilidade, o que afeta seus respectivos coeficientes parciais de segurança para a situação de incêndio $\gamma_{gi,fi}$ e, por último, as ações variáveis não excepcionais $F_{qi,k}$ que continuam agindo na estrutura, com probabilidade relevante, durante um incêndio possuem seus respectivos coeficientes parciais de segurança todos iguais 1,0, portanto, a equação (17) permanece válida se reescrita como na equação (18).

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi,fi} F_{gi,k} + 0, 7 \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{qj,k}$$
(18)

5. Exemplos

De posse de expressões que relacionam a temperatura de um elemento de concreto com seu modulo de elasticidade a essa temperatura, o próximo passo é descobrir o campo de temperaturas no elemento. Adotando-se a curva-padrão temperatura de



Figura 4



incêndio vs tempo ISO 834 [16] foi possível determinar o campo térmico nas seções transversais dos pilares e vigas com o auxílio do programa de computador de análise térmica de estruturas por elementos finitos Aterm [17], desenvolvido e validado pelo segundo autor deste artigo. A partir do campo térmico (Figura 3), determinou-se a temperatura média em cada seção e esse valor foi estendido para toda a barra (pilar ou viga), ou seja, foi adotado neste trabalho uma distribuição uniforme de temperatura ao longo do elemento.

O concreto utilizado será composto por agregado do tipo silicoso, que é o mais comumente empregado nas edificações.

Os carregamentos verticais aplicados na edificação são aqueles sugeridos pela norma ABNT NBR 6120:1988 [18] quando referente a edificações residenciais. Sobre todas as vigas foi considerada a existência de alvenarias de tijolos com peso próprio de 18 kN/m³.



Figura 5

Temperaturas médias das seções das vigas e pilares do exemplo 1 durante o incêndio

Tabela 3

Comparação de valores γ_z do com resultados do CAD\TQS

f _{ck} (MPa)	TQS	PORTICO2D
25	1,058	1,05676902
30	1,052	1,05156772
40	1,045	1,04435254

As forças horizontais aplicadas nos exemplos são provenientes das imperfeições geométricas como definidas no item 3.

5.1 Edifício de nove andares

O primeiro exemplo é um edifício de nove pavimentos. Sua altura total alcança vinte e cinco metros e vinte centímetros, sendo a altura de cada pavimento constante. Todas as vigas têm seção retangular com seção de vinte centímetros de largura por setenta centímetros de altura. Todas os pilares têm seção retangular com seção de trinta centímetros de largura por cinquenta centímetros de comprimento. O modulo de elasticidade à temperatura ambiente é aquele correspondente a um concreto com resistência característica de 40 MPa aplicando-se a equação (11). O pórtico plano analisado é o pórtico formado pelos pilares P2, P6 e P10, como mostra a Figura 4. O parâmetro γ_z obtido à temperatura ambiente para a estrutura bidimensional é muito próximo àquele obtido caso fosse considerado o pórtico tridimensional, conforme análise realizada com o auxílio do programa de computador comercial CAD\TQS (Tabela 3).

Uma primeira análise à temperatura ambiente fornece $Y_z = 1,044$, o que é menor do que o limite de 1,1. Isso indica que a estrutura pode ser considerada de nós fixos e, portanto, a não linearidade dos materiais não precisa ser considerada na análise estrutural. Entretanto, devido à ação do incêndio, esse limite provavelmente



Figura 6

Parâmetro Y_z para diferentes pavimentos compartimentados verticalmente sob incêndio $(E_{c.sec.\theta})$ de acordo com o AISC 360-16[7] e ABNT NBR 6118:2014 [2])



Figura 7

Parâmetro γ_z (de acordo com o AISC 360-16[7] e ABNT NBR 6118:2014 [2])

será ultrapassado no transcorrer de uma análise que dure 180 minutos e considere o cenário mais crítico de incêndio. Então, a não linearidade dos materiais foi considerada desde baixas temperaturas e de modo simplificado, por meio da redução de 50% na rigidez das vigas e com a redução de 20% na rigidez dos pilares [8]. Na Figura 5, foi ilustrada a curva de incêndio-padrão ISO 834 [16]. Essa curva foi utilizada para obter a evolução das temperaturas médias nas vigas e pilares de concreto da estrutura, cujas curvas resultantes são representadas conjuntamente.

Para um cenário de incêndio em que uma ignição seguida de flashover atinge apenas um pavimento, é possível mostrar que o pior caso ocorre quando o primeiro andar da edificação é atingido (Erro! A origem da referência não foi encontrada.).

Na Figura 7 apresentam-se o digrama γ_z vs tempo, aplicando-se as recomendações do AISC 360-16 [13] e na Figura 8, aplicando--se as recomendações do Eurocode 4 part 1-2 [10], para o modulo de elasticidade em situação de incêndio.

Quando se considera um cenário de incêndio em que mais de um pavimento encontra-se em combustão plena, as consequências sobre a deslocabilidade são mais severas como ilustrado na Figura 7 e na Figura 8.

Pela legislação vigente, a compartimentação vertical é obrigatória para edifícios altos, a fim de impedir a propagação vertical do fogo [19]. Como se pode ver na Figura 7 e Figura 8, mais de um pavimento em chamas prejudica ainda mais a deslocabilidade do edifício, fornecendo mais argumentos para esse requisito.

Observando-se a Figura 7, a estrutura se torna muito deslocável



Figure 8





Figura 9

Pórtico de quatro andares e um vão

mais rapidamente com o uso do módulo de elasticidade do Eurocode, como se pode observar comparando-a com a Figura 8. O que expõe novamente a necessidade de estudos mais definitivos para determinação do módulo de elasticidade em situação de incêndio. Pórticos na direção ortogonal àquela que foi aqui analisada, também podem ser estudados, mas os resultados seriam bastante parecidos. Por isso os autores optaram pela sua omissão.

5.2 Edifício de quatro andares

O segundo exemplo é de um pequeno edifício de quatro andares. A altura total é de onze metros e sessenta centímetros. Todas as vigas têm seção retangular com vinte centímetros de largura e cinquenta centímetros de altura. Todos os pilares têm seção retangular com dezenove centímetros de largura e dezenove centímetros de altura. O módulo de elasticidade à temperatura ambiente é aquele correspondente a um concreto com resistência característica de 30MPa aplicando-se a equação (11). O pórtico plano analisado é aquele formado pelos pilares P2 e P5, como mostra a Figura 9.

As considerações empregadas nesta verificação são as mesmas utilizadas no exemplo anterior.

Assim como na Figura 5, na Figura 10 foi ilustrada a curva de incêndio padrão ISO 834 [16]. Essa curva foi utilizada para obter a evolução das temperaturas médias nas vigas e pilares de concreto da estrutura do exemplo dois, cujas curvas resultantes são representadas conjuntamente.





Temperaturas medias das seções das vigas e pilares do exemplo 2 durante o incêndio



Figura 11 Parâmetro γ_z (E_{c.sec.0}) de acordo com o AISC 360-16[7] e ABNT NBR 6118:2014 [2])



Figura 12

Parâmetro γ_z ($E_{c,sec,\theta}$) de acordo com o Eurocode 2 Part 1-1[6] e Eurocode 2 Part 1-2[5])

NNa Figura 11 apresentam-se o digrama Y_z vs tempo, aplicando--se as recomendações do AISC 360-16 [13] e na Figura 12, aplicando-se as recomendações do Eurocode 4 part 1-2 [10], para o modulo de elasticidade em situação de incêndio.

Com o aumento da temperatura dos elementos estruturais durante tempo decorrido em incêndio, o módulo de elasticidade do concreto tem seu valor reduzido, aumentado o deslocamento horizontal e, portanto, aumentando o γ_z . Esse aumento, como visto na Figura 11, é grande, mesmo para incêndio em um só pavimento e, na Figura 12, até assintótico à vertical. Embora haja necessidade de mais estudos a respeito da determinação do γ_z em edifícios com variação brusca de rigidez entre pavimentos, como é o caso entre pavimento sob incêndio e pavimento à temperatura ambiente, este é um estudo inicial do problema. A forte mudança de inclinação da curva γ_z vs tempo é um comportamento devido ao do uso da equação linearizada, com o denominador se aproximando de zero. Ela pode ser vista como uma resposta aproximada do momento em que ocorre a perda de estabilidade. O parâmetro Y_z é utilizado também na avaliação dos esforços não lineares globais de edifícios de concreto majorando-se as forças de vento por $0.95Y_z$, mas de acordo com a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2014 [8], ele somente pode ser aplicado para esse fim quando se encontra no intervalo $1,1 \le \gamma_z \le 1,3$. Esses limites existem porque quando $\gamma_z < 1,1$ os esforços globais não lineares geometricamente se tornam irrelevantes e quando γ_z > 1,3, a estimativa desses esforços a partir do γ_z perde a precisão. Em relação à análise da estrutura em situação de incêndio, é pouco provável que esses limites se mantenham, entretanto, há necessidade de mais estudos.

6. Conclusões

O objetivo deste trabalho foi fornecer uma primeira avaliação sobre o uso do parâmetro Y_z para tratar o problema da análise global de estruturas de concreto, considerando-se a sua deslocabilidade e, consequente, necessidade de análise não linear geométrica. Os valores do módulo de elasticidade do concreto e sua redução com a temperatura em um incêndio é fundamental, mas há pouco conhecimento disponível para que se possa chegar a uma solução confiável. O módulo de elasticidade derivado dos Eurocodes parece razoável, mas não é clara a extensão da sua aplicabilidade, além

disso, há diferença entre o seu valor para temperatura ambiente pelo Eurocode 2 Part 1-1 [12] e seu valor inicial, 20°C, na formulação para a situação de incêndio pelo Eurocode 4 Part1-2 [10].

Com a equação de γ_z , conforme ABNT NBR 6118:2014 [8], mostrou-se que em situação de incêndio o limite de 1,3 será ultrapassado, indicando que os esforços não lineares globais em situação de incêndio precisam ser determinados com análises mais refinadas.

A equação do Y_z, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 [8], não tem limites definidos de aplicação, entretanto, utilizando-a em situação de incêndio, conclui-se que ela não é satisfatória. Entretanto, alguns resultados alcançados, do ponto de vista qualitativo, são aceitáveis. Mostrou-se que quanto mais baixo for o pavimento atingido, maior será o deslocamento horizontal da construção. Mostrou-se também que quanto mais pavimentos são atingidos simultaneamente pelo incêndio, pior ficarão as condições da estrutura, reforçando a importância da compartimentação vertical.

Cenários de incêndio mais realísticos devem ser usados para análise de estruturas maiores ou no caso de se empregar um modelo de pórtico tridimensional, porque um incêndio real não é uniforme ao longo de um pavimento nem ao longo da altura do edifício. Um incêndio real caminha pela edificação, seguindo os materiais mais inflamáveis e com isso formando um campo de temperaturas altamente não uniforme [6, 20].

Espera-se que este trabalho inspire outros autores a seguirem o caminho aqui iniciado, pois a análise global de uma edificação de concreto em incêndio é de grande importância para a sequência da pesquisa das estruturas em situação de incêndio.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem pelo apoio a esta pesquisa à FAPESP (Processo 2015/21602-4) – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, e à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

8. Referências

- XU, L., MA, T., ZHUANG, Y. Storey-based stability of unbraced structural steel frames subjected to variable fire loading. Journal of constructional steel research, 147, 145-153, 2018.
- [2] XU, L. The buckling loads of unbraced PR frames under non-proportional loading. Journal of constructional steel research, 58, 443-465, 2002.
- [3] COUTO, C., REAL, P. V., LOPES, N., RODRIGUES, J. P. Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire, Engineering Structures, Vol. 49, 541-559, 2013.
- [4] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION. EN1993 1-2: Eurocode 3; design of steel structures Part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2005.
- [5] TOH, W., S., FUNG, T. C., TAN, K. H. Fire resistance of steel frames using classical and numerical methods, Journal of Structural Engineering, 127(7): 829-838, 2001.
- [6] TAN, K. H., YUAN, W. F. Inelastic buckling of pin-ended steel columns under longitudinal non-uniform temperature distribution, Journal of Constructional Steel Research, 65, 132-141, 2009.

- [7] FRANCO, M., VASCONCELLOS, A. C. Practical assessment of second order effects on tall buildings. Colloquiumonthe CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [9] NACCACHE, E. A. K. Análise dinâmica de um pórtico bidimensional. Trabalho apresentado na disciplina PEF 5711 – Fundamentos da mecânica computacional. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- [10] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION. EN1994-1-2: Eurocode 4; design of composite steel and concrete structures – part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2005.
- [11] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION. EN1991-1-2: Eurocode 2; design of concrete structures
 Part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2004.
- [12] EUROPEAN COMMITTE FOR STANDARDIZATION.
 EN1991-1-1: Eurocode 2; design of concrete structures
 Part 1-1: general rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [13] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Specification for structural steel building. Chicago: AISC, 2016.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [16] ISO 834-1. "Fire-resistance testing elements of building construction – Part 1: general requirements". 1999.
- [17] PIERIN, I., SILVA, V. P., ROVERE, H. L. L. Thermal analysis of two-dimensional structures in fire. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, p. 25-36, 2015.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [19] SILVA, V. P. Segurança Contra Incêndio em Edifícios Considerações para o Projeto de Arquitetura. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2014. v. 1. 129p.
- [20] RACHAUSKAITE, E., KOTSOVINOS, P., JEFFERS, A., REIN, G. Structural analysis of multi-storey steel frames exposed to travelling fires and traditional design fires. Engineering Structures, 150, 271-287, 2017.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Revised formula for predicting the long-term deflection multiplier of normal and high strength concrete

Fórmula revisada para predecir el multiplicador de deflexión a largo plazo de hormigón normal y de alta resistencia



M. H. MUHAISIN ^{a,b} muhaismh@mail.uc.edu https://orcid.org/0000-0003-4581-9098

A. R. JAWDHARI akram.hassan@uky.edu https://orcid.org/0000-0001-9540-5040

H. K. AMMASH * haider.ammash@qu.edu.ig https://orcid.org/0000-0003-3672-6295

Abstract

High strength concrete (HSC) has found many applications in civil engineering structures such as in high-rise buildings, and bridges. The mechanical properties of HSC are sometimes different than of normal strength concrete (NSC). In particular, HSC possess lower creep strains compared to NSC. As a result, members constructed using HSC have been found to deflect less under sustained long-term loads. However, formulas used by current codes of practice such as ACI (318) code and Australian standard (AS-3600) for predicting the long-term deflections don't account for effects of HSC. This study aims to present a theoretical formula to calculate the long-term deflections for reinforced concrete beams made from NSC and HSC, taking into account the influence of HSC. The formula was derived from curve fitting analysis of long-term deflections obtained from several experimental tests available in literature. The presented equation considers the effects of several factors, such as compressive strength of concrete, and reinforcement at compressive zone, found in the experiments to have a significant impact on long-term deflections. The results of the equation were compared with experimental results of other researchers, and a good agreement was obtained. Following a parametric study, the long-term deflections were found to decrease to about 50% when increasing the concrete's compressive strength from 20 to 100 MPa. The compressive steel reinforcement was found less effective in the case of HSC.

Keywords: high strength concrete, creep, shrinkage, reinforced concrete, long-term, deflection.

Resumo

El hormigón de alta resistencia (HSC) ha encontrado muchas aplicaciones en estructuras de ingeniería civil, como en edificios de gran altura y puentes. Las propiedades mecánicas de HSC son a veces diferentes de hormigón de fuerza normal (NSC). En particular, HSC posee cepas de fluencia más bajas en comparación con la NSC. Como resultado, los miembros construidos con HSC se han encontrado para desviar menos bajo cargas sostenidas a largo plazo. Sin embargo, las fórmulas utilizadas por los códigos de práctica actuales, como el código ACI (318) y el estándar australiano (AS-3600) para predecir las desviaciones a largo plazo, no tienen en cuenta los efectos de HSC. Este estudio tiene como objetivo presentar una fórmula teórica para calcular las deflexiones a largo plazo para vigas de hormigón armado hechas de NSC y HSC, teniendo en cuenta la influencia de HSC. La fórmulas e derivó del análisis de ajuste de curvas de las deflexiones a largo plazo obtenidos de varias pruebas experimentales disponibles en la literatura. La ecuación presentada considera los efectos de varios factores, como la resistencia a la compresión del hormigón, y el refuerzo en la zona de compresión, que se encuentra en los experimentales de otros investigadores, y se obtuvo un buen acuerdo. Después de un estudio paramétrico, se descubrió que las deflexiones a largo plazo disminuían a aproximadamente 50% cuando aumentaba la resistencia a la compresión del hormigón de 20 a 100 MPa. El refuerzo de acero compresivo se encontró menos eficaz en el caso de HSC.

Palavras-chave: hormigón de alta resistencia, fluencia, encogimiento, hormigón armado, a largo plazo, deflexión.

University of Cincinnati, Cincinnati, OH, USA;
 University of Kentucky, Lexington, KY, USA.

University of Kentucky, Lexington, K1, USA.

Received: 16 Jan 2018 • Accepted: 03 Dec 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

University of Al-Qadisiyah , Al Diwaniyah, Iraq;

1. Introduction

High-strength concrete (HSC) has been used in countless applications, especially for column and shear wall construction in high-rise buildings, and in bridges such as (prestressed girder bridges, box girder bridges, and cable-stayed bridges). An extensive list of field applications in which HSC was used in the construction of buildings, bridges, and other structures can be found in the guideline reported by the ACI committee 363R-10 [1]. The definition of high strength concrete has been under many changes over the time due to the constant addition of new concrete with ever increasing strengths. The 1997 edition of the ACI 363-97 report [2] used an f_c' of 41 MPa as the threshold for high strength; while in the current edition ACI 363R-10, an f_c' of 55 MPa is used. ACI 441R report on high-strength columns [3] used an f_c' of 70 MPa as the lower bound for HSC.

The mechanical properties, including compressive and tensile strengths, modulus of elasticity, Poisson's ratio, density, shrinkage, and creep, for HSC have been found to be different than corresponding properties of normal strength concrete (NSC) [1-11]. Given the difference in mechanical and other engineering properties between HSC and NSC, design equations, derived and established for NSC (e.g. flexural, shear, axial strengths, short- and long-term deflections), are being examined for extending their applicability for members constructed from HSC.

Using an HSC in the construction of a structure typically leads to an efficient and economic design by reducing the member's crosssection and dead loads, and increasing the member's span. However, the decrease in member's dimensions may create serviceability problems of excessive deflection due to the reduced stiffness and/ or expected increase in slenderness ratio. It is, therefore, of paramount importance while optimizing the strength and weight requirements, to take appropriate measures to control deflections of HSC members under service loads. Serviceability requirement is more pronounced for HSC than NSC, given that HSC is typically used to provide a longer span and smaller cross-section (e.g. slender columns in high-rise buildings or long span girders in bridges) in which serviceability might control the design rather than strength [1-2]. Several studies have found that creep of HSC is generally lower than that of NSC [1-2, 12-14]. Similar studies have also found that

HSC maintains larger long-term to short-term strength ratio than NSC [1-2, 15-16]. Some research has also found that HSC exhibits higher shrinkage than NSC made of similar materials.

1.1 Long-term deflection

Long-term deflection of structural members due to time-dependent variables of creep and shrinkage have been defined in multiple design codes using empirical equations that relate the long-term deflection with the elastic (short-term) deflection. In ACI 318-14 [18] code, the long-term deflection is determined by multiplying the short-term deflection by an empirical multiplier (λ), which considers the effects of compressive steel reinforcement (ρ) and duration of sustained loading, as following:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} \tag{1}$$

Where: ξ is time-dependent factor for sustained loads that equals

1, 1.2, 1.4, and 2 for sustained load durations of three months, six months, one year, and five years or more, respectively. ρ' is the reinforcement ratio for non-prestressed compressive reinforcement. Although ACI code still uses equation (1) for both NSC and HSC, several experimental studies have found that (λ) multipliers for HSC are significantly lower than ACI proposed numbers [1, 4,19-20]. This trend is expected, due to the fact that HSC possess lower creep coefficient than NSC as explained earlier. In addition, the ACI code equation doesn't include the effects of compressive strength (f_c).

Similarly, researchers have found that the effects of compressive reinforcement in HSC members are lower than for NSC. In NSC members, compressive reinforcement helps in reducing creep of the concrete in the compressive region under sustained loads; while for HSC members, the concrete typically possesses low creep coefficient, hence diminishing the contribution of the compressive reinforcement for creep control [1].

Several modifications were proposed to revise the ACI multiplier (λ) and account for the effects of compressive strength and compressive reinforcement ratio. Luebkeman et al. [21] proposed the following equation for (λ):

$$\lambda = \frac{\mu_m \xi}{1 + 50 \,\mu_s \,\rho'} \tag{2}$$

where μ_m is a material modifier accounting for the effects of HSC on creep coefficient, and $\mu_{\!\scriptscriptstyle s}$ is a section modifier that takes into consideration the reduced influence of compressive reinforcement in controlling creep for HSC. Paulson et al. [4] revised equation (2) by combing $\mu_{\!_{m}}\,$ and $\mu_{\!_{s}}\,$ into one modifier. Issa et al. [20] tested five RC beams fabricated from HSC to evaluate the effects of concrete strength, reinforcement yield strength, span/depth ratio, and loading type (concentrated at mid-span, four-point, and uniform) on long-term deflections. The study reassured the influence of compressive strength; while the effects of compressive reinforcement were found to diminish upon increasing f'. Using plain longitudinal reinforcement led to an increase in long-term deflection. The study also presented a modification to the ACI (λ) multiplier. Numan et al. [22] conducted experimental tests on four simply supported, twoway slabs fabricated from NSC and HSC to examine the long-term deflection of both concretes. The study found that when increasing f,' from 25 to 65 MPa (3626 to 9427 psi), the long-term deflection of the slabs reduced by 20%.

A similar methodology is followed by the Australian Standard (AS-3600-2009 [23]) to determine long-term deflections, by using a multiplier (*kcs*), which is a function of the compressive (A_s) and tensile (*As*) steel reinforcements, as seen in the following equation:

$$kcs = [2 - 1.2(\frac{A_s}{A_s})] \ge 0.8$$
 (3)

Although the above equations are simple to use, their predictions of long-term deflections have been controversial [24-25]. This study aims at presenting a simple formula to accurately estimate the long-term deflection of flexural RC members made from HSC but also applicable for NSC. The proposed long-term deflection multiplier (λ) is derived from curve fitting of long-term deflections obtained from several experimental tests available in the literature. Two objectives were considered when developing the equation for

Table 1 Typical creep parameters (from [26])

Compressiv	Compressive strength, f _c '					
MPa	psi	[€] ccu				
21	3045	3.1				
28	4061	2.9				
41	5946	2.4				
55	7977	2.0				
69	10007	1.6				
83	12038	1.4				

the multiplier: simplicity and inclusion of factors expected to influence the long-term deflection of HSC members.

2. Proposed equation for (λ) multiplier

Following the comparisons with experimental results (discussed in following section), the proposed model for the long-term deflection takes the following form:

$$\lambda_{prop} = 2.7\alpha \,\varepsilon_{ccu} \frac{T^{0.3}}{10 + T^{0.3}} \tag{4}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + (\frac{16}{f_c} \times \frac{\rho}{\rho})}$$
(5)

$$\varepsilon_{ccu} = 4.14e^{-0.013 \times f_c} \tag{6}$$

Where:

 ε_{ccu} = ultimate creep coefficient, determined from curve fitting analysis of experimental data given by Nilson et al. [26] for different compressive strengths (f_c) in MPa, and presented in Table (1).

T = time of loading in months.

 α = factor for the effects of compressive reinforcement.

Table 2

Validation of proposed long-term deflection multiplier (λ) with experimental results by [27], time of sustained loading = 2.5 years

Beam	f '	b	h	ρ	ρ'	L	Results of long-term multiplier, λ			
No.	MPa	mm	mm	%	%	mm	Experimental	ACI, Eq. 1	AS Eq. 3	Proposed, Eq. 4
1	25.9	203	305	1.64	1.64	6096	0.75	0.94	0.8	1.07
2	25.9	203	305	1.64	0.76	6096	1.06	1.24	1.4	1.35
3	25.9	203	305	1.64	0	6096	1.63	1.72	2.0	1.73
4	20.8	152	203	1.66	1.66	6096	1.18	0.94	0.8	1.05
5	20.8	152	203	1.66	0.83	6096	1.61	1.21	1.4	1.34
6	20.8	152	203	1.66	0	6096	2.27	1.72	2.0	1.85
7	20.3	305	127	1.63	1.63	6340	1.00	0.95	0.8	1.04
8	20.3	305	127	1.63	0.81	6340	1.32	1.22	1.4	1.34
9	20.3	305	127	1.63	0	6340	1.94	1.72	2.0	1.86
10	20.1	305	127	1.54	1.54	3810	1.33	0.97	0.8	1.04
11	20.1	305	127	1.54	0.77	3810	1.38	1.24	1.4	1.34
12	22.2	305	127	1.54	0	3810	1.72	1.72	2.0	1.82
13	20.6	305	76	1.58	1.58	5334	1.09	0.96	0.8	1.05
14	20.6	305	76	1.58	0.79	5334	1.30	1.23	1.4	1.34
15	20.6	305	76	1.58	0	5334	1.93	1.72	2.0	1.86

 $\lambda_{\rho r o \rho}$ = proposed long-term deflection multiplier, dimensionless. ρ' = compressive reinforcement ratio. ρ = tensile reinforcement ratio.

3. Validation of proposed multiplier

The validity of the proposed multiplier is demonstrated in this section by comparisons with experimental results of RC beams obtained from the literature. It should be noted that the experimental data were selected to provide a wide range of values for factors such as beam sizes, span, compressive reinforcement, and strength of concrete. The experimental data were those reported in [4, 27-29].

3.1 Washa and Fluck tests

In the first set of experimental data, taken from [27], the authors measured deflections of 34 beams with different beam sizes, spans, and reinforcements, for a period of 2.5 years of sustained loading. All beams were simply supported, subjected to uniform loads. The dimensions and material properties of the tested beams are listed in Table. 2 along with the comparisons of the long-term deflection multiplier (λ) as obtained from the experiment; ACI equation (Eq. 1), AS-3600 formula (Eq. 3) and proposed equation (Eq. 4).

3.2 Corley and Sozen tests

In the second set of experimental data, given in [28], the study reported long-term deflections of simply supported beams under fourpoint bending loads, measured during 700 days of sustained loading. The dimensions and material properties of the tested beams are listed in Table (3) along with the comparisons of the long-term deflection multiplier (λ) as obtained from the experiment, ACI equation (Eq. 1), AS-3600 equation (Eq. 3), and the proposed equation (Eq. 4). Revised formula for predicting the long-term deflection multiplier of normal and high strength concrete

Table 3

Validation of proposed long-term deflection multiplier (λ) with experimental results by [28], time of sustained loading = 1.92 years

Beam	f '	b	h	ρ	ρ'	L	Results of long-term multiplier, λ			
No.	MPa	mm	mm	%	%	mm	Experimental	ACI, Eq. 1	AS Eq. 3	Proposed, Eq. 4
1	24	76	153	1.38	0	1830	1.47	1.61	2.0	1.67
2	24	76	110	2.06	0	1830	1.19	1.61	2.0	1.67
3	24	76	110	3.08	0	1830	1.54	1.61	2.0	1.67

3.3 Hajnal tests

Hajnal [29] conducted long-term tests on simply supported RC beams with varying span lengths subjected concentrated mid-span load. Deflections were measured during a period of (4.75) years of sustained loading. Table (4) lists the dimensions and material properties of the experimentally tested beams as well as the comparisons of the long-term deflection multiplier (λ) [from the experiment, proposed equation, and code predictions].

3.4 Paulson et al. tests

Within the fourth study, Paulson et al. [4] measured the long-term deflections of simply supported beams during one year of sustained loading. Testing variables were concrete's compressive strength (HSC vs. NSC) and compressive reinforcement ratio. Table (5) provides a list of beam's dimensions and material properties along with the results of the long-term deflection multiplier (λ), again from experimental results, proposed equation, and code predictions.

3.5 Results of experimental validation

Experimental data collected from literature discussed above, in which long-term deflection multiplier (λ) was measured, were used to validate the accuracy of the proposed multiplier and compare with two code predictions, ACI code (Eq. 1), and AS standard (Eq. 3). As can be seen in Table 2 to 5, the proposed equation (Eq. 4) provided a closer match with the experimental results than code equations, for most of the compared specimens. The average difference between predicted and experimental results of the (λ) multiplier for the proposed equation are: 0.54%, 20.8%, -12.6%, and 38.1% for test groups one to four, respectively, and 11.7% for all groups. For the ACI method, the average predicted/experimental differences are -7.4%, 16.4%, -15.2%, and 90% for test groups one to four, respectively, and 21% for all groups. While for the AS-3600 equation, the difference between predicted and experimental results are -2.9%, 44.7%, -14.7%, and 146.5% for test groups one to four, respectively, and 43.4% for all groups.

Table 4

Validation of proposed long-term deflection multiplier (λ) with experimental results by [29], time of sustained loading = 4.75 years

Beam	f '	b	h	ρ	ρ'	L	Results of long-term multiplier, λ			
No.	MPa	mm	mm	%	%	mm	Experimental	ACI, Eq. 1	AS Eq. 3	Proposed, Eq. 4
1	24.5	130	191	0.72	0	6400	2.29	1.99	2.0	2.05
2	24.5	130	191	0.72	0	4800	2.58	1.99	2.0	2.05
3	24.5	130	191	0.72	0	3200	2.20	1.99	2.0	2.05

Table 5

Validation of proposed long-term deflection multiplier (λ) with experimental results by [4], time of sustained loading = 1 years

Beam	f_'	b	h	ρ	ρ'	L	Res	Results of long-term multiplier, λ			
No.	MPa	mm	mm	%	%	mm	Experimental	ACI, Eq. 1	AS Eq. 3	Proposed, Eq. 4	
1	90	127	254	1.50	0	5486	0.54	1.39	2.0	0.60	
2	90	127	254	1.50	0.75	5486	0.53	1.01	1.4	0.55	
3	90	127	254	1.50	1.50	5486	0.47	0.79	0.8	0.51	
4	66	127	254	1.50	0	5486	0.70	1.39	2.0	0.83	
5	66	127	254	1.50	0.75	5486	0.53	1.01	1.4	0.74	
6	66	127	254	1.50	1.50	5486	0.53	0.79	0.8	0.66	
7	37	127	254	1.50	0	5486	0.71	1.39	2.0	1.20	
8	37	127	254	1.50	0.75	5486	0.56	1.01	1.4	0.99	
9	37	127	254	1.50	1.50	5486	0.44	0.79	0.8	0.84	


Figure 1 Dimensions of RC beam used in the parametric study

In the fourth test group, the proposed equation and code formulas were all overestimating long-term deflections. However, the proposed method presented the least overestimation, which was 52 and 108% more accurate than ACI and AS-3600 predictions, respectively. More importantly, and unlike the ACI and AS-3600 formulas, the proposed equation considers the effects of several factors (compressive strength, tensile and compressive steel reinforcement, cross-section dimensions, and span) found (from experimental investigations) to have a large impact on the long-term deflection of RC beams.

4. Parametric study

The proposed formula for long-term deflection multiplier (λ) is used to conduct a parametric study investigating the effects of compressive strength, and compressive/tensile reinforcement ratio. A typical simply supported RC beam, having a span of 2500 mm, and cross-section of 200 x 200 mm, is assumed for the study, as shown in Fig. 1. Tensile reinforcement, A_s , is assumed to consist of two longitudinal rebars with a diameter of 13 mm. Compressive reinforcement, A_s' , was varied as a ratio of the tensile reinforcement. The characteristic yield strength of steel reinforcement is taken as 413 MPa. Following sub-sections outline the factors investigated and results of the parametric study.

4.1 Effects of compressive Strength

Fig. 2 shows the relation between the time after sustained loading in months and (λ) multiplier for different compressive strengths (f_c). It can be seen from the figure that increasing f_c leads to a decrease in the long-term deflection multiplier (λ). λ was reduced by about 50% when f_c was increased from 20 to 100 MPa. This can be attributed to the low creep coefficient for HSC as compared to that of NSC [1-2, 12-14]. In addition, ACI code formula (eq. 1) was also included in Fig. 2 for comparison purposes. As can be seen from the figure, ACI equation only provided a single relation between λ multiplier and time of sustained loading, while not considering the effects of f_c . This in turn led to a reasonable prediction of λ multiplier for concrete strengths between 20 to 40 MPa, and an overestimation of λ multiplier for higher strengths, when compared with the proposed formula which takes into account the effects of f_c .



Figure 2

Effects of compressive strength (f_c ') on the long-term deflection multiplier (λ)

4.2 Effects of (compressive/tensile) reinforcement ratio

The effects of compressive reinforcement on the long-term deflection for the RC beam shown in Fig. 1 was investigated by varying the compressive reinforcement ratio (ρ) in reference to the tensile reinforcement ratio (ρ), which was kept constant and equals to the initial value in Fig. 1. Reinforcement ratios, ρ and ρ' , were determined by dividing the corresponding reinforcement (A_s and A_s) by the cross-section width (b) and effective depth (d). The compressive/tensile reinforcement ratios (ρ'/ρ) was varied from 0 to 1. Fig. (3) shows the relation between compressive strength (f_c) and (λ) multiplier for different reinforcement ratios (ρ'/ρ), at various times of sustained loading.

Fig. 3 shows that the long-term deflection [represented by (λ) multiplier] was reduced when the compressive reinforcement increased. However, Fig. 3 shows also that the effect of compressive reinforcement in reducing the long-term deflection depends on the compressive strength of concrete. When (f_c) is increased, the



Effects of the ratio between compressive to tensile reinforcement (ρ'/ρ) on the long-term deflection multiplier (λ)



Figure 3

Cont'd: Effects of the ratio between compressive to tensile reinforcement (ρ'/ρ) on the long-term deflection multiplier (λ)

effect of compressive reinforcement is reduced [Fig. 3 (a to d)]. As discussed in the introduction, the effects of compressive reinforcement diminish for HSC [1]. Shown in Fig. 3 also, the predictions of eq. 1 (ACI formula), where λ multiplier consistently reduces with increasing (ρ'/ρ) ratio. Due to absence of f_c , the relation between λ multiplier and fc' in eq. 1 is drawn in Fig. 3 as a constant line for each (ρ'/ρ) ratio. In addition, predictions of eq.1 and proposed formula are within comparable values for concrete strengths between

20 to 40 MPa, but eq.1 tends to overestimate λ multiplier for higher strengths, when compared with the proposed equation.

5. Conclusions

This study investigated the long-term deflections of RC members with focus on the effects of high strength concrete. The study presented an empirical equation to calculate the long-term deflection multiplier (λ). The presented equation was derived from curve fitting analysis of several experimental tests and considered the effects of several factors such as compressive strength of concrete, and the ratio of compressive to tensile reinforcement ratio. A parametric study was performed to examine the effects of several parameters impacting the long-term deflection of RC beams. The following conclusions are drawn from the study:

- The proposed deflection multiplier presented a good match with experimental tests collected from the literature;
- The long-term deflection was found to decrease upon the increase of the compressive strength of concrete;
- The long-term deflection was found to decrease upon the increase of the compressive/tensile reinforcement ratio. However, the decrease in long-term deflection was less for HSC than for NSC.

6. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the technical and financial support provided by the administration, faculty and staff at the department of Civil Engineering at University of Al-Qadisiah, Iraq.

7. References

- ACI Committee 363 (2010). "Report on High-Strength Concrete." ACI 363R-10, American Concrete Institute Committee 363, Farmington Hills, MI.
- [2] ACI Committee 363 (1997). "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete." ACI 363R-97, American Concrete Institute Committee 363, Farmington Hills, MI.
- [3] ACI Committee 441 (1996). "High-Strength Concrete Columns: State of the Art." ACI 441R-96, American Concrete Institute Committee 363, Farmington Hills, MI.
- [4] Paulson, K.A.; Nilson, A.H.; and Hover, K.C., (1991). "Long-Term Deflection of High-Strength Concrete Beams", ACI Material Journal.V.88. No.2, March –April 1991, pp.197-206.
- [5] Zia, P.; Ahmad, S. H.; Leming, M. L.; Schemmel, J. J; and Elliott, R. P., (1993). "Mechanical Behavior of High Performance Concrete," High Early Strength Concrete, V. 4, SHRP-C-364, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., Dec., 179 pp.
- [6] Jansen, D. C.; Shah, S. P.; Rossow, E. C., (1995). "Stress Strain Results of Concrete from Circumferential Strain Feedback Control Testing," ACI Materials Journal, V. 92, No. 4, July-Aug., pp. 419-428.
- [7] Myers, J. J., and Carrasquillo, R. L., (2000). "Influence of Hydration Temperature on the Durability and Mechanical Property Performance of HPC Prestressed / Precast Beams," Journal of the Transportation Research Board, No. 1696, V. 1, Publication 5B0038, National Research Council.
- [8] Mokhtarzadeh, and A., French, C., (2000a). "Mechanical Properties of High-Strength Concrete with Consideration for Precast Applications," ACI Materials Journal, V. 97, No. 2, Mar.-Apr., pp. 136-148.
- [9] Mokhtarzadeh, A., and French, C., (2000b). "Time-Dependent Properties of High-Strength Concrete with Consideration for Precast Applications," ACI Materials Journal, V. 97, No. 3, May-June, pp. 263-271.

- [10] Nawy, E. G., (2001). "Fundamentals of High Performance Concrete," John Wiley & Sons, 2nd Edition, New York, NY, 410 pp.
- Kosmatka, S. H.; Kerkhoff, B.; and Panarese, W. C., (2001).
 "Design and Control of Concrete Mixtures," 14th Edition, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 307 pp.
- [12] Ganeswaran, R. and B. V. Rangan (1996) "Long-Term Deflections of High-Strength Concrete Beams and One-Way Slabs." ACI Special Publication, Volume (161), pages 243-266.
- [13] Gross, S. P., and Burns, N. H., (1999). "Field Performance of Prestressed High-performance Concrete Highway Bridges in Texas," Preliminary Research Report 580/589-3, Center for Transportation Research, the University of Texas at Austin, 691 pp.
- [14] Pan, Z., Z. Lü and C. C. Fu (2011). "Experimental Study on Creep and Shrinkage of High-Strength Plain Concrete and Reinforced Concrete." Advances in Structural Engineering 14(2): 235-247.
- [15] Smadi, M. M.; Slate, F. O.; and Nilson, A. R., (1985). "High-, Medium-, and Low-Strength Concretes Subject to Sustained Overloads—Strains, Strengths, and Failure Mechanisms," ACI Journal, Proceedings V. 82, No. 5, Sept., pp. 657-664.
- [16] Iravani, S., and MacGregor, J. G., (1998). "Sustained Load Strength and Short-Term Strain Behavior of High-Strength Concrete," ACI Materials Journal, V. 95, No. 5, Sept.-Oct., pp. 636-647.
- [17] Ngab, A. S.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., (1981). "Shrinkage and Creep of High Strength Concrete," ACI Journal, Proceedings V. 78, No. 4, Apr., pp. 255-261.
- [18] ACI 318-14 (2014). "Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [19] Issa, M. S. (2003). "Immediate and Sustained Deflection of High Strength Reinforced Concrete Beams", PhD thesis, Cairo University, Egypt.
- [20] Issa, M. S.; Mahmoud, M. R.; Torkey. A. T.; and Mostafa, M. T. (2008). "Long Term Deflection of Reinforced High Strength Concrete Beams." HBRC Journal, Elsevier, Vol (4), Issue (3), pages. 96-104.
- [21] Luebkeman, C. L.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O. (1985).
 "Sustained load deflection of high strength concrete beams." Report No. 85-2, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, Feb. 1985, 164 pp.
- [22] Numan, B. S. A.; Ahmed, F. R.; and Rashied, Z. N. (2015). "Experimental Time-Dependent Deflection of High Strength Concrete Panels." American Journal of Civil Engineering and Architecture, 3(5), 153-157.
- [23] AS 3600-2009. Australian Standard for Concrete Structures, Standards Australia, Sydney, 2009.
- [24] Vakhshouri, B., & Nejadi, S. (2014). Limitations and uncertainties in the long-term deflection calculation of concrete structures. In Vulnerability, Uncertainty, and Risk: Quantification, Mitigation, and Management (pp. 535-546).
- [25] Kilpatrick, A. E, and Gilbert, R. I. (2017). "Simplified calculation of the long-term deflection of reinforced concrete flexural members." Australian Journal of Structural Engineering, 2017, https://doi.org/10.1080/13287982.2017.1368071.

- [26] Nilson, A. H.; Darwin; D., and Dolan, C.W., (2004). "Design of Concrete Structures", Thirteenth Edition, McGraw Hill, 2004,780 pp.
- [27] Washa, G.W.; and Fluck, P.G., (1952). "Effect of Compressive Reinforcement on the Plastic Flow of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings, Vol. 49, No. 2, October 1952, pp. 89-108.
- [28] Corley, W. G.; and Sozen, M. A., (1966). "Time Dependent Deflections of Reinforced Concrete Beams," ACI Journal, Proceedings V. 63, No. 3, 1966, pp. 373-386.
- [29] Hajnal, K, K., (1963). "Test on Beams with Sustained Loading," Magazine of Concrete Research (London), V.15, No.43-45, Mar.1963, pp.3-14.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Aerodynamic effects on a high slenderness concrete chimney

Efeitos aerodinâmicos em uma chaminé de concreto armado de elevada esbeltez

A. M. LOREDO-SOUZA a acir@ufrgs.br https://orcid.org/0000-0002-6648-8315

M. M. ROCHA a mmrocha@ufrgs.br https://orcid.org/0000-0001-5640-1020

M. G. K. OLIVEIRA ^b mgklausoliveira@terra.com.br https://orcid.org/0000-0001-8014-9160

P. GRALA a pedro@egrala.com.br https://orcid.org/0000-0001-8570-6683

Abstract

This paper presents the results of a theoretical-experimental study on the aerodynamic behavior of a 150m high, slenderness 30, concrete chimney. For the wind tunnel tests two scaled models were built: one rigid for the measurement of the external pressures, and other aeroelastic, in which the main dynamic characteristics of the real structure were reproduced. The dynamic response under atmospheric turbulence (along-wind direction) is described in the paper and is compatible with the methodology of the Brazilian wind code NBR-6123. A brief analysis of the transversal response due to vortex shedding is presented according to the Canadian Wind Code NBCC. It is observed that, due to the low frequency of the structure, the dynamic approach leads to results significantly larger than those obtained from applying the conventional static approach of gust wind speed. The presence of the neighborhood have increased the loads on the structures.

Keywords: wind, chimneys, dynamic response, wind tunnel, aeroelastic modeling.

Resumo

Este trabalho apresenta os resultados da determinação teórico-experimental do comportamento aerodinâmico de uma chaminé esbelta de concreto armado, com 150m de altura e esbeltez 30. Foram construídos dois modelos reduzidos: um rígido para medição das pressões e outro aeroelástico, reproduzindo as principais características dinâmicas da estrutura real. A resposta dinâmica à turbulência atmosférica é descrita no trabalho, compatível com a metodologia da NBR-6123. Também é apresentada uma análise da resposta transversal ao desprendimento de vórtices, segundo o método da Norma Canadense NBCC. Devido à baixa frequência fundamental da estrutura, o método dinâmico conduz a esforços significativamente maiores do que aqueles obtidos com o método estático convencional de velocidade de rajada. Observa-se também que a presença da vizinhança influenciou negativamente os resultados, majorando os esforços atuantes nas estruturas.

Palavras-chave: vento, chaminés, resposta dinâmica, túnel de vento, modelagem aeroelástica.

Received: 11 Jan 2018 • Accepted: 30 Jul 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Laboratório de Aerodinâmica das Construções, Porto Alegre, RS, Brasil;
 Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda., Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introduction

For the proper design of slender chimneys of reinforced concrete is of fundamental importance the correct knowledge of the behavior of the structure under the action of the wind. This occurs in two stages: the first is related to the consideration of the static wind effects on the structure, taking into account the aerodynamic peculiarities of this type of building; the second stage refers to the consideration of the dynamic effects, being the dynamic characteristics of the structure fundamental in determining its response to the wind action.

The notion that a slender structure has a predominantly dynamic behavior and responds to the fluctuality forces due to atmospheric turbulence and vortex shedding is relatively recent and has been considered in normative codes only since 1970. Prior to this, towers and buildings were designed as rigid structures. Dynamic amplifications, hitherto disregarded, were masked and suppressed by the generous safety factors considered in design. However, due to the increase in slenderness and the search for economy, problems associated with dynamic effects became more evident (Daly [1]).

The study of transverse vibrations on bluff bodies is quite complicated because it involves the interaction between complex topics of fluid and structural mechanics, such as flow around nonaerodynamic bodies and the full range of factors that interfere in the response of this type of structure. These consist of the distribution of medium and fluctuating pressures, surface roughness, flow turbulence, tridimensionality effects, and finally, fluid-structure interaction. In addition, one must consider the variation of the wind speed with height and the existence of forces resulting from the movement of the structure.

Although this type of structure is considered simple from the structural and aerodynamic viewpoints, reliable determination of response is one of the most complicated Wind Engineering problems. Several researchers have been studying these phenomena over the years, seeking an approach that unites all the topics that involve the mechanism of vibration by vortex shedding. However, despite the efforts, the existing models for verification of structure response are empirical. Currently, there are some models and methods for dimensioning circular section structures subjected to vortex shedding phenomenon, but with many limitations. In the case of square and rectangular sections, the methodologies are even more scarce.

The first two most accepted models by the Wind Engineering community in the case of the circular section were developed in the 1980's. The first model (Vickery and Basu [2], [3], [4], Basu and Vickery [5]), was developed at the University of Western Ontario, Canada, and considers the effects of fluid-structure interaction, incorporating the concept of negative aerodynamic damping. The second model (Ruscheweyh, [6]), developed at the University of Aachen, Germany, considers that equivalent forces due to vortex shedding occur at a given correlation length. Both models were used as basis for several normative procedures.

Although they are empirical models and full of inconsistencies, the research in relation to the circular section practically stopped in the last years, being more studied the phenomenon of vortex detachment in structures of square and rectangular section, particularly

for presenting a more predictable aerodynamic behavior. Bênia [7] studied the effects of the influence of 18 different neighborhoods on rectangular buildings, observing their transverse, torsional and longitudinal responses. Tamura et al. [8] presented characteristics of the correlations of the components of the wind forces in buildings, trajectories of buildings in the plane, and combinations of loads. Mannini et al. [9] studied the interaction between vortex and gallop-induced vibrations in rectangular structures, concluding that the rectangular section most prone to dynamic effects is 3/2. Dongmei et al. [10] made an aerodynamic and an aeroelastic analysis of the effects of interference on tall buildings, more specifically a case study of the Shanghai World Financial Center, the seventh-tallest building in the world, at an elevation of 492 m.

This work aims to bring to the scientific community a contribution aimed at filling the existing gap in the knowledge regarding windstructure interaction for circular sections. For that, a theoretical-experimental study of the aerodynamic behavior of a slender, 150m high, reinforced concrete chimney, already built in Brazil, was developed. Extensive wind tunnel tests were performed, as well as a theoretical analysis with methodologies available in the specialized literature.

2. Wind action on chimneys

2.1 Static wind action

The wind load usually applied to chimneys is based on data available in technical standards, such as NBR-6123 (ABNT [11]), Canadian Standard (NBCC [12]), Eurocode [13] and CICIND [14] for cylinders of constant circular cross-section, being adapted to the geometric forms of the structure under study. Moreover, it does not consider the surrounding effects due to the proximity of neighboring buildings,



Figure 1

Flow characteristic regimes around cylinders. The Re values are illustrative only (Blessmann [15]) which would lead to aerodynamic coefficients different from those usually adopted for isolated buildings and simple geometric forms.

2.1.1 Aerodynamics of chimneys

Circular cylinders, as well as all bodies composed of curved surfaces, are highly sensitive to the parameter called Reynolds number, which influences the shape of the flow and, consequently, the pressures distribution and the forces exerted on the solid immersed in the flow. The Reynolds number, Re, expresses the relationship between inertia and viscosity forces acting on the flow, and can be written according to Equation 1:

$$Re = Vd/\nu \tag{1}$$

Where:

V = mean wind speed (m/s)

d = characteristic dimension (m)

v = kinematic viscosity of air (m²/s)

The effect of the variation of the drag coefficient, Ca, with Re for a circular section cylinder is indicated qualitatively in Figure 1 (Blessmann [15]). The definition for Ca adopted in this work is given below. It is interesting to note that in some cases larger forces may result from smaller velocities, depending on the value of Ca. The drag coefficient is defined according to Equation 2:

 $Ca = Fa/(qA_e) \tag{2}$

Where:

Fa = average drag force (N);

 $q = \frac{1}{2}\rho V^2$ = dynamic pressure corresponding to the mean

reference wind velocity (N/m²);

 ρ = air density (kg/m³);

V = mean wind velocity at the level of the average portion of the section under analysis (m/s);

 A_{p} = effective reference area (m²).

It is observed that the physical characteristics of the flow around circular cylinders change continuously with the value of Re. However, for Re> 10^4 , it is possible to distinguish some regimes where the characteristics of the flow can be considered constant. These regimes (subcritical, critical, supercritical and ultra-critical) are defined in Figure 1.

In the subcritical regime, in uniform and smooth flow around nominally smooth two-dimensional cylinders, the flow in the boundary layer is always laminar. The laminar separation occurs at about 75° from the stagnation line. Vortex shedding is extremely regular and orderly (strong Kármán vortices), and the wide wake causes a high Ca, which has a characteristic value of 1.2. In this range most of the aerodynamic parameters tend to remain constant. The separated boundary layer becomes turbulent (laminar to turbulent transition) at some distance beyond the separation line.

As the Reynolds number increases, the transition in the boundary layer occurs more and more closely to the separation line (which moves further to leeward), until, when sufficiently close, a turbulent reattachment occurs. This region of laminar separation and turbulent reattachment is known as the separation bubble and characterizes the critical regime. More to leeward a turbulent separation definitely occurs, but initially the wake is much smaller. This leads to a drastic drop in the drag coefficient which can reach values as low as 0.2 and 0.3, with the corresponding Reynolds number being called the critical Reynolds number, Re_{crit}. The formation of the bubble may not occur simultaneously in both the sides of the cylinder.

In the supercritical regime the turbulent separation moves windward, the separation bubble decreases and finally disappears giving rise to a definitive and turbulent separation. The wake enlarges, the drag coefficient increases, and the regular detachment of vortices, which at the beginning of the interval may not be discernible, reappears at the end of the interval yet still with little intensity (weak Karman vortices).

Finally, in the ultra-critical regime, the vortex detachment is reestablished distinctly (strong Kármán vortices), and the boundary layer transition continues to move more and more windward, but the position of the separation line, the width of the wake and other flow characteristics appear to tend asymptotically to a condition of independence with respect to the Reynolds number. As shown in Figure 1 a characteristic value for Ca in this regimen is 0.6.

In Figure 2 the circumferential distribution curves of the external pressure coefficients around circular cylinders are shown, where the distribution of the pressure coefficients obtained by Roshko [16] is characteristic of the ultra-critical regime (a), the Flachsbart curve [17] represents the critical regime (b), whereas the curve obtained by Fage and Falkner [18] has characteristics of the sub-critical regime (c).

A common feature of experiments with circular cylinders subjected to turbulent flow is the tendency to transition from regimens to



Figure 2

Circumferential distribution of pressure coefficients in circular cylinders (Roshko [16])



Rough long cylinders. Influence of increased roughness and flow turbulence (Blessmann [15])

smaller Reynolds numbers in relation to smooth or less turbulent flows. This feature complicates the interpretation of the aerodynamic coefficients, since a variation of the magnitude of this coefficient can only represent a variation in the Reynolds number. Both the roughness of the surface of the element under study and the turbulence of the incident flow can cause changes in the Ca x Re curve as shown in Figures 3 (Blessmann [15]), 4 and 5 (Scruton [19]). Therefore, extrapolations of data obtained for specific curved surfaces, such as chimneys, pipes, towers or roofs, are not recommended.

The Brazilian standard NBR-6123 (ABNT [11]) provides, in Table



Figure 4

Values of Ca as a function of Re for different turbulence intensities I1 (Scruton [19])

10, values for drag coefficients for bodies of constant circular crosssection, without considering the variation of the section along the height of a part of the chimney, nor the presence of existing details such as pipes, platforms, etc. In addition, there is no specific information regarding aerodynamic coefficients for these structures with consideration of the effects of the existing surroundings.

The vast majority of data on aerodynamic coefficients is obtained through experiments in which the cylinder extends over the entire width or height of the wind tunnel or in cylinders with end plates. Under these conditions, the magnitude of the coefficients is essentially constant over the entire length of the cylinder. However, when the cylinder has a free end the flow is disturbed by considerably affecting the magnitude of the drag coefficients. In other words, the top of the finite cylinder introduces three-dimensional effects in the flow, as it escapes through the top and sides. The intensity



Figure 5

Influence of the Reynolds number variation on the drag coefficient according to the cross-sectional shape. The numbers 1, 2 and 3 in the last figure represent different (and increasing) roughnesses of the circular section surface and have similar effect to a variation of the turbulence in the incident flow (Scruton [19])



Local drag coeficiente Ca as a function of the distance measured from the top, in diameters, for different slendernesses λ (Cook [21]; Gould et al. [22]; Basu [23])

with which these effects occur depends on the pressure difference between the windward and leeward faces of the cylinder. From this flow near the free edge and the sides of the cylinder, two stationary vortices are generated at a vertical distance approximately half a diameter from the top (Okamoto and Yagita [20]).

Figure 6 shows the variation of the local drag coefficient with the height (Cook [21], Gould et al., [22] and Basu [23]). In both registers this variation is provided for different slendernesses ($\lambda = h/d$), in uniform and smooth flow at different Re (h corresponds to cylinder height).

Another factor to be considered in any structure is the effect of Kármán's vortices, which have shedding frequencies directly related to the flow velocity. This alternating detachment of vortices generates forces perpendicular to the direction of the average wind causing transverse movements of the structure. If this excitation frequency coincides with one of the natural frequencies of the structure, it may resonate and, depending on the value of the structural damping, unacceptable values of displacements, either from a structural or service point of view, may occur.

2.1.2 Aerodynamic coefficients

From the records of the time series of the pressures obtained in wind tunnel tests, the coefficients of external pressure in the faces of the model, defined by, respectively, the mean pressure coefficient (Equation 3), the rms pressure coefficient (Equation 4), maximum pressure coefficient (Equation 5) and minimum pressure coefficient (Equation 6).

$$\overline{C}_p = \left[\frac{1}{T} \int_0^T p(t) dt\right] / q \tag{3}$$

$$\widehat{C}_{p} = \left[\sqrt{\frac{1}{T} \int_{0}^{T} \left[p(t) - \overline{p} \right]^{2} dt} \right] / q$$
(4)

$$\widehat{C}_p = p_{max}/q \tag{5}$$

$$\breve{C}_p = p_{min}/q \tag{6}$$

Where:

p(t) = instantaneous pressure on the surface of the building measured in relation to the static reference pressure (N/m²);

 \overline{p} = mean value of p(t) for the sampling period T (N/m²);

 $\begin{array}{l} {p_{_{max}}} = maximum \ value \ of \ p(t) \ for \ the \ sampling \ period \ T \ (N/m^2); \\ {p_{_{min}}} = minimum \ value \ of \ p(t) \ for \ the \ sampling \ period \ T \ (N/m^2); \end{array}$

t = time (s);

T = sampling period (s).

The following sign convention is adopted:

positive coefficients: pressure (+) ------

■ negative coefficients: suction (-) ←

The calculated mean pressure coefficients allow the determination of external shape coefficients (C), applicable to a flat surface of area A, defined by:

$$C = \frac{F}{qA} \tag{7}$$

Where F is the perpendicular force (resulting from external pressures) on a flat surface (N). According to Equation 3, we have:

$$F = \int_{A} \overline{p} \, dA = \int_{A} \overline{C}_{p} \, q \, dA \tag{8}$$

Substituting in Equation 7:

$$C = \frac{1}{A} \int_{A} \overline{C}_{p} \, dA \tag{9}$$

This last expression allows the obtaining of C from, by numerical integration. The mean pressures are integrated to provide mean values of the drag and lift forces. The drag coefficients correspond to the forces in the wind direction, whereas the lift coefficients correspond to the forces perpendicular to the direction of the wind. The drag coefficient (Ca) is defined in Equation 2 and the lift coefficient (C₁) is defined as:

$$C_L = \frac{F_s}{qA_{ref}} \tag{10}$$

Where:

 F_s = average sustainable force (N); A_{ref} = reference area (m²).

2.2 Dynamic response in the wind direction

The analysis methodology presented in this section is compatible with the dynamic method presented in Chapter 9 of NBR-6123. The same models (mathematical functions) are used for the wind speed spectral density and for its correlation structure dependent on frequency (coherence function). The dynamic response is calculated using the modal superposition method.

2.2.1 Calculation of aerodynamic forces

The dynamic force exerted by the wind in a given pressure integration zone, with exposure area A and associated drag coefficient Ca, is given (with units in S.I.) by:

$$P(t) = 0.613V^2(t)CaA$$
 (11)

The wind velocity V (t) can be subdivided into a mean component over T seconds, and a fluctuating component:

$$V(t) = \overline{v}_T + v(t) \tag{12}$$

and consequently its square turns out to be:

$$V^{2}(t) = \bar{v}_{T}^{2} + 2\bar{v}_{T}v(t) + v^{2}(t) \cong \bar{v}_{T}^{2} + 2\bar{v}_{T}v(t)$$
(13)

The approximation is possible because the magnitude of the fluctuating component is significantly smaller than that of the mean component. Consequently, the dynamic force can also be divided into an mean and a fluctuating component as:

$$P(t) = \overline{p}_{T} + p(t) \tag{14}$$

$$\overline{p}_T = 0.613 \overline{v}_T^2 Ca A \tag{15}$$

$$p(t) = 0.613 \left[2\bar{\nu}_T v(t)\right] Ca A = \frac{2\bar{p}_T}{\bar{\nu}_T} v(t)$$
(16)

The mean wind speed profile depends on the average time, T, and NBR-6123 adopts a potential law:

$$\overline{\nu}_T = b F_r (z/10m)^p \tag{17}$$

where z is the height from the ground surface (in meters), with 10m being the reference height. The other parameters are given in Table 1 for T = 10min, which is the average time adopted in the dynamic method of the Brazilian standard. If there was no dynamic amplification in the structural response, the static calculation of the code could be used, applying directly to Equation 13 with T defined by equation (NBR-6123, Annex A, item 2):

$$T_{gust} = \frac{7.5 s}{L \,\overline{v}_{T,topo}} \tag{18}$$

where L is the largest dimension of the wind exposure face (in meters) and $\overline{\nu}_{T,topo}$ is the mean wind speed at the top of the structure (in m/s). Note that Equation 18 requires an iteration for its calculation, since it is unknown a priori. After the definition of T_{gust} it would still be necessary to interpolate to determine the other parameters of Equation 17, b, F_{r} , and p.

It should be noted, however, that the natural frequencies of free

Parameters characteristic of the natural wind and roughness of the terrain

vibration estimated for the structure in analysis imply the occurrence of non-negligible dynamic amplifications. Therefore, in addition to the static response to the acting medium forces, it is also necessary to estimate the dynamic response to the fluctuating componente. In this sense, it is recalled that the NBR-6123 uses average time T = 600s (10min), dividing the effects into static (mean and dynamic (fluctuating).

It is noteworthy that by neglecting the term v^2 (t), in Equation 13, a direct proportionality between the spectral densities of force and velocity was allowed, from Equation 8, which can be expressed as:

$$S_P(f) = \left[\chi_A(f) \frac{2\overline{p}_T}{\overline{v}_T}\right] S_V(f)$$
(19)

where f is the frequency (variable independent of the new domain of analysis, in Hz), and χ_A (f) is called the "aerodynamic admittance function". This function, which varies from 0 to 1, can be understood as a correction in the implicit drag coeficiente in \overline{p}_T , to consider the fact that rapid fluctuations in wind speed do not imply proportional fluctuations in aerodynamic force over the integration zone. By disregarding the admittance function, by inserting a unit value in Equation 19, a conservative simplification is being adopted.

For fluctuations in the longitudinal component of wind speed, NBR-6123 adopts the so-called "Harris spectrum", expressed as:

$$\frac{f S_V(f)}{\sigma_v^2} = \frac{0.6 X(f)}{\left[2 + X^2(f)\right]^{5/6}} = \frac{1080 f/\overline{v}_{10}}{\left[2 + (1800 f/\overline{v}_{10})^2\right]^{5/6}}$$
(20)

where \overline{v}_{10} is the mean wind speed over time T (in meters per second) at the reference height z = 10m. In the Harris model, the wind speed variance, σ_{v}^2 , is considered to be approximately independent of the height, and estimated by:

$$\sigma_v = 2.58 \,\overline{v}_{10} \sqrt{c_{as}} \tag{21}$$

where c_{as} is a "surface drag coefficient", dimensionless and dependent on the terrain roughness category as shown in Table 1.

2.2.2 Calculation of the spectral density of the structural response

Following the same methodology of Chapter 9 of NBR-6123, the structural response calculation is done by superposition of modal responses. Thus, the dynamic equilibrium matrix equation of the structure:

$$M\ddot{\vec{u}}(t) + C\dot{\vec{u}}(t) + K\vec{u}(t) = \vec{P}(t)$$
(22)

can be decoupled through the modal shape vectors of the dynamic system q_k , obtained from the solution of the eigenvalues/ eigenvectors problem (disregarding damping):

Categoria	I	II	III	IV	V
b (10 min)	1.23	1.00	0.86	0.71	0.50
Fr (10 min)	0.77	0.69	0.63	0.57	0.47
p (10 min)	0.095	0.150	0.185	0.23	0.31
1000 C _{as}	2.8	6.5	10.5	22.6	52.7
σ_v/v_{10}	0.14	0.21	0.26	0.39	0.59

Table 1

$$K\vec{q}_k = \omega^2 M\vec{q}_k \tag{23}$$

 $S_{p,p}(f) = R_{ii}(f) \overline{S_p(f)S_p(f)}$

In Equation 24 it is hypothesized that free vibration response in kth mode is given by:

$$\vec{u}_k(t) = \vec{q}_k u_k(t) \tag{24}$$

where $u_k(t)$ is a scalar time function called "modal response". Substituting $\vec{u}(t)$ in Equation 22, and pre-multiplying all terms \vec{q}_k^T by (transposed from \vec{q}_k , we arrive at:

$$\left[\vec{q}_{k}^{T} M \vec{q}_{k}\right] \ddot{u}_{k}(t) + \left[\vec{q}_{k}^{T} C \vec{q}_{k}\right] \dot{u}_{k}(t) + \left[\vec{q}_{k}^{T} K \vec{q}_{k}\right] u_{k}(t) = \left[\vec{q}_{k}^{T} \vec{P}(t)\right]$$
(25)

Due to the properties of the eigenvalues \vec{q}_k , the bracketed terms are all scalar:

$$M_k \ddot{u}_k(t) + C_k \dot{u}_k(t) + K_k u_k(t) = P_k(t)$$
(26)

called modal mass M_k modal damping C_k modal stiffness K_k and modal (external) force P_k (t).

It is important to note that, for the sake of simplicity in the formulation, the degrees of freedom implicit in Equation 22 are compatible with the integration zones of the aerodynamic pressures. In practice, a preliminary calculation of distribution coefficients is necessary so that the aerodynamic forces are applied in correspondence with the respective degrees of freedom in the vector of external forces $\vec{P}(t)$. For the sake of simplicity in the exposition, it is considered below that there are n degrees of freedom of translation corresponding to n pressure integration zones, each with an exposure area A_i and a drag coefficient C_{ai} .

With the decoupling of Equation 22, and considering that the modal force is an ergodic and stationary random process, we can obtain the spectrum of the displacement response through the solution in the frequency domain for a system with a single degree of freedom:

$$S_{u_k}(f) = |H_k(f)|^2 S_{P_k}(f)$$
⁽²⁷⁾

Where H_{k} (f) is the so-called "mechanical admittance", given by:

$$|H_k(f)|^2 = \left[K_k \sqrt{\left(1 - \beta_k^2\right)^2 + \left(2\zeta_k \beta_k\right)^2}\right]^{-1}$$
(28)

$$\beta_k = f/f_k \tag{29}$$

$$\zeta_k = C_k / \left(4\pi M_k f_k\right) \tag{30}$$

Where β_k is the resonant frequency ratio and ζ_k is the critical damping ratio. It is observed that in Equation 27 it is still necessary to define the spectrum of the modal force, which depends on the spectra of the forces in all n integration zones. Considering that the modal force is given by:

$$P_k(t) = \sum_{i=1}^{n} q_{k,i} P_i(t)$$
(31)

considering that spectral density is in fact density of variance, and considering that the variance of a sum is equal to the sum of the cross-covariance, we have for the spectrum of the modal force:

$$S_{P_k}(f) = \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} q_{k,i} q_{k,j} S_{P_i P_j}(f)$$
(32)

where $S_{P_iP_j}$ (f) is the cross-spectrum (analogous to covariance) between the fluctuating component of the forces in the integration zones i and j, which is modelled through the individual spectra and a coherence function:

The coherence function
$$R_{ij}$$
 (f) adopted in NBR-6123, C = 10 and γ = -0.3, has the form:

(33)

$$R_{ij}(f) = exp\left[-C\frac{f\,\Delta r_{ij}}{\overline{v}_{10}} \left(\frac{\overline{z}_{ij}}{10m}\right)^{\gamma}\right]$$
(34)

$$\Delta r_{ij} = \sqrt{\left(y_i - y_j\right)^2 + \left(z_i - z_j\right)^2}$$
(35)

$$\overline{z}_{ij} = (z_i + z_j)/2 \tag{36}$$

Where Δr_{ij} is the distance between the aerodynamic centers of the two integration zones and \overline{z}_{ij} is the average height of these two zones. After some substitutions, we arrive at an expression for the spectral density of the modal response:

$$S_{U_k}(f) = 4|H_k(f)|^2 S_V(f) \left[\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{q_{k,i} \, \overline{p}_{T,i}}{\overline{v}_{T,i}} \right) \left(\frac{q_{k,j} \, \overline{p}_{T,j}}{\overline{v}_{T,j}} \right) R_{ij} \left(f, y_i, y_j, z_i, z_j \right) \right]$$
(37)

where it was considered that the spectral density of the wind speed, S_v (f) is independent of the integration zone, and also that the aerodynamic admittance function is equal to unity. For very slender tall structures, the integration zones will be segments in the z-direction, and therefore, can be done in $y_i = y_j = 0$ Equations 34-37. Figure 7 illustrates the steps of calculating, in the frequency domain, Equation 27, for a given mode of vibration.

2.2.3 Calculation of the vector of equivalent static aerodynamic forces

Once the spectral density S_{U_k} (f) is calculated by Equation 37, the variance of the structural response can be obtained by the integral:



Figure 7

Steps in calculating the structural response in the frequency domain. Above: spectral density of modal force. In the center: function of mechanical admittance. Below is the spectral density of the modal response, $S_{u_{\mu}}$ (f)

$$\sigma_{U_k}^2 = \int_0^\infty S_{U_k}(f) df$$
(38)

while the expected value of the response peak for the mean time T is given by:

$$u_{k,peak} = g_T \sigma_{U_k} \tag{39}$$

being $\textbf{g}_{\scriptscriptstyle T}$ the "peak factor" obtained from the theory of random processes:

 $g = \sqrt{2\ln(\nu T)} + 0.5772/\sqrt{2\ln(\nu T)}$ (40)

The statistical parameter v is the rate of zero crosses, calculated as:

$$\nu = \sqrt{\left[\int_0^\infty f^2 S_{U_k}(f) df\right]} / \sigma_{U_k}^2$$
(41)

which should result in a value very close to the natural frequency f_k , since the structural response is a random narrowband process, i.e. the structure oscillates around that frequency. Note that for T = 10 min e = 1Hz, which is the frequency above which a little resonant response of the structure is expected, the peak factor becomes $g_T \approx 3.7$. The NBR-6123 adopts a default value of 4, regardless of f_k . A more accurate calculation of the peak factor leads, however, to a more economical solution.



Figure 8

Chimney geometry characteristics

Finally, the total structural response is given by the sum of the mean response with the peak of the fluctuating responses in the various modes. It is considered, however, that these peaks have a low probability of simultaneous occurrence, and a quadratic superposition method is used:

$$\vec{u}_{total} = \vec{u}_T + \sqrt{\sum_k \vec{q}_k (u_{k,peak})^2}$$
(42)

where only the relevant responses, usually restricted to a few modes (often only the first or the second), are retained in the summation. The average response, \vec{u}_T , is the response to the mean load vector given by Equation 15, with $\vec{v}_T(z)$ given by Equations 17 and 19.

For the purposes of structural design, there is the possibility of defining vectors of equivalent static aerodynamic forces. When the designer provides masses, frequencies, and modal shapes, the stiffness matrix is not explicitly available at first. If it were, the dynamic portion of the load vector, for each mode k, would be given by:

$$\vec{P}_{k\,neak} = K \vec{u}_{k\,neak} \tag{43}$$

where substituting Equation 24 we have:

$$\dot{P}_{k,peak} = u_{k,peak} K \vec{q}_k \tag{44}$$

And applying Equation 23 we get to:

 $\vec{P}_{k,peak} = \omega_k^2 u_{k,peak} M \vec{q}_k$ (45)

Table 2

Basic chimney data used in the theoretical analysis

and does not explicitly use the stiffness matrix. This load vector can then be used in a finite element program to obtain the stress and strain response, as well as for design checks.

2.3 Determination of lateral force due to vortex shedding

The shedding of alternating vortices produces an imbalance of pressures which causes an oscillatory force transverse to the direction of the wind. Estimates of this force are not fully reliable, and predictions based on experimental wind tunnel studies should be preferred. For a preliminary theoretical estimate of the transverse dynamic response, we recommend the methodologies present in Cicind [14], Eurocode [13], Grala [24], NBCC [12], Paluch *et al.* [25], Ruscheweyh [6]. However, there are divergences among researchers regarding which methodology is most appropriate to represent the physical phenomenon, and this discussion is presented in Grala [24] and in Santos and Pfeil [26]. For illustrative purposes, the Canadian Standard method [12] is presented below.

2.3.1 Canadian wind code

The wind speed at which the shedding frequency of the vortices equals the natural frequency of the structure is given by Equation 46:

$$V_H = f_n D/St \tag{46}$$

Z (m)	D _{int} (m)	e (m)	m (kg)	E I (Nm²)	P (N)	A (m²)
-2	9.446	0.460	35789	4.59E12	2.24E7	10.37
0	9.300	0.450	121075	4.28E12	2.21E7	35.70
5	8.964	0.436	161761	3.71E12	2.16E7	49.18
10	8.629	0.421	150670	3.21E12	2.11E7	47.36
15	8.293	0.407	139972	2.75E12	2.06E7	45.54
20	7.957	0.393	129666	2.35E12	2.02E7	43.71
25	7.621	0.379	119753	1.99E12	1.97E7	41.89
30	7.286	0.364	110233	1.67E12	1.92E7	40.07
35	6.950	0.350	101106	1.40E12	1.88E7	38.25
40	6.614	0.336	92371	1.16E12	1.83E7	36.43
45	6.279	0.321	84029	9.48E11	1.77E7	34.61
50	5.943	0.307	76080	7.70E11	1.73E7	32.79
55	5.607	0.393	68523	6.17E11	1.68E7	30.96
60	5.271	0.279	61359	4.89E11	1.63E7	29.14
65	4.936	0.264	54588	3.81E11	1.59E7	27.32
70	4.600	0.250	48216	2.93E11	1.54E7	25.50
75	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.49E7	25.50
80	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.44E7	25.50
85	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.39E7	25.50
90	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.33E7	25.50
95	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.26E7	25.50
100	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.19E7	25.50
105	4.600	0.250	55117	2.93E11	1.11E7	25.50
110	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.01E7	25.50
115	4.600	0.250	48210	2.93E11	9.15E6	25.50
120	4.600	0.250	48210	2.93E11	8.07E6	25.50
125	4.600	0.250	48210	2.93E11	6.90E6	25.50
130	4.600	0.250	48210	2.93E11	5.63E6	25.50
135	4.600	0.250	48210	2.93E11	4.25E6	25.50
140	4.600	0.250	48210	2.93E11	2.77E6	25.50
145	4.600	0.250	48210	2.93E11	1.19E6	25.50
150	4.600	0.250	31012	2.93E11	0.00E0	12.75



Vibration mode shapes and frequencies

Where:

 $f_n =$ natural frequency of structure (Hz);

St = Strouhal number;

 V_{H} = average hourly velocity at top of structure (m/s);

D = diameter (m).

At this velocity the vortex shedding produces an oscillatory force with frequency equal to the fundamental frequency of the chimney, thus causing maximum resonant effect. The Strouhal number im-



Figure 10

Reference for the wind angle of incidence

plicit in this calculation is St = 0.2.

The dynamic effects due to vortex shedding can be determined approximately by applying a lateral force per unit length acting on the upper third of the chimney given by Equation 47:

$$F_L = \frac{C_1}{\sqrt{\lambda(\beta - C_2\rho D^2/M)}} q_H D \tag{47}$$

Where:

F₁ = equivalent static force per unit length (N);

 β = critical damping ratio;

 $\lambda = H/D = slenderness;$

H = height of structure (m)

 $q_H = 0.613V_H^2$ = dynamic pressure corresponding to VH (N/m²) M = mass per unit length of the upper third of the structure (kg/m) C₁, C₂ = parameters indicated in the NBCC-1990 [12].

3. Structure characteristics

The structure analyzed here consists of a 150 m high reinforced concrete chimney, whose geometry can be observed in Figure 8. The main properties of the structure are presented in Table 2. Through numerical modelling based on finite elements a natural frequency of 0.24 Hz for the first mode was obtained, as shown in Figure 9, which also shows the characteristics of the second and third modes of vibration.

4. Wind tunnel testing

Two reduced models were constructed: a rigid model for measuring the pressures and corresponding aerodynamic coefficients, and another aeroelastic model, reproducing the main dynamic



Photograph of the chimney aeroelastic model inside the wind tunnel. Configuration I: isolated chimney. Configuration II: chimney with surrounding structures

characteristics of the real structure. Two vicinity configurations were studied and identified as Configuration I, corresponding to the isolated main chimney, and Configuration II, corresponding to the main chimney with the complete immediate vicinity.

The rigid model was instrumented with a total of 288 pressure taps, distributed in a way to allow a representative survey of the pressures throughout the building, by rotating the model 360°. Pressures were measured at every 15° wind incidence, resulting in the amount of 7,200 pressure records for the two surrounding conditions tested. The reference for the wind angles of incidence is shown in Figure 10.

The design of the aeroelastic model takes into account, besides the external geometry (aerodynamic shape) of the structure, also its mechanical properties: mass distribution, modal shapes and natural frequencies of free vibration. These properties were provided by the designer and are: $f_1 = 0.26$ Hz and $f_2 = 1.12$ Hz. The theory of dimensional analysis says that it is possible to control the scales of three fundamental quantities, and the scales of all other quantities are defined from these. The scale of length (1: 250), the specific mass scale (1: 1), and finally the frequency scale, which depends on



Figure 12

Longitudinal bending moment at the base of the chimney as a function of the wind speed at the top of the structure. Isolated configuration the rigidity obtained for the model, are defined. The stiffness of the model is designed in order to produce a range of vibration frequencies that can be easily recorded, and at the same time a velocity scale that is compatible with the wind velocities obtained in the wind tunnel. The specific mass scale results from the fact that the same fluid (air) produces the dynamic pressures, both on the scale of the model and on the full scale. The tests were carried out at the Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal Rio Grande do Sul (Blessmann [27]) and Figure 11 shows photographs of the tested model and the test configurations.

5. Analysis of experimental results

5.1 Isolated model

The data for the isolated condition was obtained for comparison with the theoretical estimates. The comparison parameter will be the bending moment at the base of the chimney. For the longitudinal direction in the isolated model condition (Figure 12), the aero-elastic model presents a result for the peak value



Figure 13

Transverse bending moment at the base of the chimney as a function of the wind speed at the top of the structure. Isolated configuration



Longitudinal bending moment at the base of the chimney as a function of the wind speed at the top of the structure. Configuration with surroundings. Angle of wind incidence: 345°

slightly below (8%) of what was estimated in the theoretical analysis (presented in item 6). For the transverse direction (Figure 13), it is interesting to observe the small peak appearing at a velocity of about 6m/s (at the top) caused by the resonance of the first mode of vibration with the shedding of alternating vortices. This critical velocity corroborates the theoretical velocity of 6.12 m/s calculated (item 6.2), confirming the Strouhal number adopted (\approx 0,2). However, a second peak is observed for velocity around 32 m/s (at the top), caused by the resonance of the second vibration mode with the vortex shedding. At the design velocity the peak transverse bending moment is interpolated to 27.6 MNm, higher than the value recommended by the Brazilian



Figure 15

Transverse bending moment at the base of the chimney as a function of the wind speed at the top of the structure. Configuration with neighborhood. Angle of wind incidence: 345° code, 1/3 of the longitudinal moment, but lower than the value of 38MNm recorded at a velocity inferior ro the design value (Figure 13). This increase is largely caused by the proximity of the resonance in the second mode. The transverse response must be vectorially superimposed on the longitudinal response.

5.2 Model with vicinity

The results for the model with vicinityare shown in Figure 14 and Figure 15, for the angle of 345°. The longitudinal (mean values, r.m.s and peak) and transverse (r.m.s and peak) bending moments at the base of the chimney are presented separately. The graphs show the statistics of the moments as a function of the speed at the top of the model. The aim is to clarify the surrounding effects in the dynamic response. The results show that, for almost all directions of wind incidence, the greatest longitudinal bending moment does not exceed 60 MNm at the base of the chimney. This result would therefore be lower than that estimated at 67 MNm in the theoretical analysis (item 6.1.3, Figures 18 and 19). However, for the direction of the wind equal to 90° this maximum longitudinal moment already reaches 60MNm for the velocity (at the top) of the order of 28 m/s. For the angle of 345° a resonance phenomenon occurs with the shedding of alternating vortices exciting the second mode of free vibration of the structure. This phenomenon is due to the low natural frequency of free vibration in the second mode, associated to the presence of the two smaller windward chimneys. The bending moment at the base, overlapping longitudinal and transverse responses, can reach 100 MNm at the moments when the maximum amplitudes occur simultaneously.

6. Theoretical analysis of the chimney

6.1 Response to the wind

For the application of the methodology exposed in the prior section to the 150 m high chimney, the following wind definition parameters are chosen: V0 = 30 m/s, S1 = 1.0, S2 = 1.1 and the categories are II and III. Applying these specifications to Equations 17, 18 and 21, the following analysis parameters are obtained: $T_{gust} = 28,6$ s, $\bar{v}_{T,topo} = 39.3$ m/s e $\sigma_v = 5.12$ m/s. These parameters are used for the determination of aerodynamic forces by the static method, presented in this report only for comparative purposes, since the dynamic method leads to significantly higher forces.

A structural damping β = 1% (critical damping ratio) was adopted for the first two modes. When applying the methodology presented in section 2, we have the following characteristic parameters of the responses in the first mode of vibration: $f_k = 0.24$ Hz, $M_k = 2.82 \times 10^5$ kg and $K_k = (2\pi f_k)^2 M_k = 6.59 \times 10_5$ N/m.

6.1.1 Isolated chimney with aerodynamic coefficients of NBR-6123

The first analysis to be discussed considers the chimney to be isolated, as well as drag coefficients equal to 0.6 throughout its height. The application of the methodology presented in section 2 leads to the following results in the first mode of vibration for



Comparison between the static gust method and the dynamic method for the isolated chimney with code aerodynamic coefficients

the fluctuating part: σ_u = 0.0749 m, v = 0.206 Hz, g_T = 3.29 and $u_{k,peak}$ = 0.246 m. The comparative diagram of bending moments calculated for the static and dynamic methods of NBR-6123 is shown in Figure 16.

6.1.2 Isolated chimney with aerodynamic coefficients obtained in wind tunnel

The second analysis considers the chimney isolated, however with aerodynamic coefficients obtained in wind tunnel tests. The application of the methodology of section 2 leads to the following results in the first mode of vibration for the fluctuating part: $\sigma_u = 0.0804$ m, v = 0.206 Hz, $g_T = 3.29$ and $u_{k,peak} = 0.264$ m. The comparative diagram of bending moments calculated for the static and dynamic methods of NBR-6123 is shown in Figure 17.

6.1.3 Chimney with vicinity with aerodynamic coefficients obtained in wind tunnel

The third and last analysis to be presented considers the chimney with surroundings, with the aerodynamic coefficients obtained in wind tunnel tests. In this case, the direction of incidence of the wind becomes important, which determines the magnitude of the surrounding effects according to the geometry of the buildings that are positioned windward. Figure 18 shows the moment at the base of the chimney as a function of this direction of incidence, and justifies the choice of the direction of 60 degrees as the worst case. The results presented below are all related to this direction of incidence. The application of the methodology presented in section 2 leads to the following results in the first mode of vibration for the fluctuating part: $\sigma_u = 0.0977$ m, v = 0.207 Hz, $g_T = 3.29$ and $u_{k,peak} = 0.322$ m. The comparative diagram of bending moments calculated for the static and dynamic methods of NBR-6123 is shown in Figure 19.



Figure 17

Comparison between the static gust method and the dynamic method for the isolated chimney with aerodynamic coefficients obtained from the wind tunnel

6.2 Transversal response due to vortex shedding

When applying the parameters $f_n = 0.24$ Hz e D = 5.1 m in Equation 46 of the Canadian Standard method, we obtain $V_{\rm H} = 6.12$ m/s, which represents the velocity at which vortex shedding causes the maximum resonant effect. Thus, the corresponding dynamic pressure results in $q_{\rm H} = 23$ N/m². As this structure fits in the case "very slender" and with low critical speed, the



Figure 18

Moments at the base for the chimney with vicinity, with aerodynamic coefficients obtained from the wind tunnel. Observe worst case with incidence at 60 degrees



Comparison between the static gust method and the dynamic approach for the surrounding of the chimney with aerodynamic coefficients obtained from the wind tunnel

constants C1 e C2 have values of 6 and 1.2, respectively. The critical damping ratio used β = 0.01 and the slenderness λ = 29.4. The mass per unit length of the upper third of the chimney M = 9520 kg/m and ρ = 1.226 kg/m³. With these parameters, Equation 47 results in an equivalent static force (acting on the upper third) $F_{\rm L}$ = 1680 N/m, that is, 84 kN applied at 125 meters from the surface, which produces a bending moment at the base of 10500 kNm. This value does not exceed the efforts produced by longitudinal wind action at design speed. It is important to note that these results are valid for the isolated structure and that the surroundings can cause changes in these values, and there are no analytical procedures capable of predicting these effects.

7. Final comments and conclusions

It is observed that, except for the 345° incidence, the efforts calculated through NBR-6123 and NBC-1990 are not exceeded in the wind tunnel tests. It should be emphasized, however, that the current version of the Brazilian standard only presents a methodology for the determination of the response due to the atmospheric turbulence, without making possible the estimation of the transversal response by vortex shedding. This justifies the proposition of a new methodology for the Brazilian standard that is able to contemplate the two types of answers mentioned here, both for steel structures and for reinforced concrete. This methodology is already being elaborated (Grala [24]) and should be implemented in the new version of NBR-6123, currently under review.

In relation to the non-application of the normative methodologies to the angle of incidence of 345°, that is, when there is evident influence of surrounding effects, it is concluded that only wind tunnel tests, with the correct simulation of the characteristics of the natural winds, are capable of predicting the structure response. The normative methodologies presented are valid only for isolated

structures or constructive configurations that do not undergo significant aerodynamic influences from surrounding structures.

It is important to note that, in the case of the tests of the rigid model with surrounding buildings, the wind incidence that presented the highest values of the aerodynamic coefficients was 60°. For the aeroelastic test, the most severe incidence was for the angle of 345°. While NBR-6123 is not updated, an alternative to the design of the structure based on current methods would be the consideration of the influence of wind direction in determining the design velocity. The NBR-6123 features basic speeds that do not take this directional factor into account. The availability of meteorological data indicating that the extreme winds not resulting from the worst aerodynamic direction could possibly justify the acceptance of the structural safety conditions. However, this procedure is only valid for strong winds from EPS storms (Loredo-Souza [28]), and can not be applied to strong winds from TS storms (Loredo-Souza et al. [29] and [30]). Recent studies have shown that the highest wind speeds in Brazil are from TS storms (Vallis et al. [31]. The Brazilian Northeast, however, presents the lowest incidences of this type of meteorological event.

8. Bibliographic references

- DALY, A. The response of chimneys to wind-induced loads and the evaluation of the resulting fatigue damage. Tese (Doutorado em Engenharia) – Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London (Canada). 1986.
- [2] VICKERY, B. J.; BASU, R. I. Across-wind vibrations of structures of circular cross-sections. Part I. Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 12, 1983a; p.49-73.
- [3] VICKERY, B. J.; BASU, R. I. Simplified approaches to the evaluation of the across-wind response of chimneys. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 14, 1983b; p.153-166.
- [4] VICKERY, B. J.; BASU, R. I. The response of reinforced concrete chimneys to vortex shedding. Engineering Structures, [S. I.], vol. 6, 1984; p.324-333.
- [5] BASU, R. I.; VICKERY, B. J. Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part II. Development of a mathematical model for full-scale application. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 12, 1983; p.75-97.
- [6] RUSCHEWEYH, H. Vortex Excited Vibrations. *In*: SOCKEL, H. (Ed.). Wind-Excited Vibrations of Structures, International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, n. 335, New York: Springer-Verlag Wien, 1994. p. 51-84.
- [7] BÊNIA, M. C. D. Determinação dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de edifícios altos sob a ação do vento. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2013.
- [8] TAMURA, Y.; KIM, Y. C.; KIKUCHI, H.; HIBI, K. Correlation and combination of wind force components and responses. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 125, 2014; p.81-93.

- [9] MANNINI, C.; MARRA, A. M.; BARTOLI, G. VIV-gallopping instability of rectangular cylinders: review and new experiments. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 132, 2014; p.109-124.
- [10] DONGMEI, H.; LEDONG, Z.; QUANSHUN, D.; XUE, Z.; WEI, C. Aeroelastic and aerodynamic interference effects on a high-rise building. Journal of Fluids and Structures, Amsterdam, vol. 69, 2017; p.355-381.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. NBR-6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [12] NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA. National Research Council of Canada, Associate Committee on the National Building Code, Ottawa, NRCC No. 23178, 1990.
- [13] EUROCÓDIGO 1. Actions on structures Part 1-4: General Actions – Wind Actions EN 1991-1-4, The European Standard, 2010.
- [14] CICIND. Model code for steel chimneys. Zurich, 2002.
- [15] BLESSMANN, J. Aerodinâmica das Construções. Porto Alegre: Editora Sagra, 2ed., 1990.
- [16] ROSHKO, A. Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds numbers. Journal of Fluid Mechanics, Cambridge, v. 10, 1961; p. 345-356.
- [17] FLACHSBART, O. Results from 1929 experiment article by H. Muttray. Handbook Experimental-physik, 4, part 2 (Leipzig), 316, 1932.
- [18] FAGE, A.; FALKNER, V. M. Further experiments on the flow around a circular cylinder. London, Aeronautical Research Committee, (Reports and Memoranda – 1369), 1931, 26p.
- [19] SCRUTON, C.; ROGERS, E. W. E. Steady and Unsteady Wind Loading of Building and Structures. In: Phil. Trans. Roy. Soc., London A269, 1971; p. 353-383.
- [20] OKAMOTO, T.; YAGITA, M. (1973). The experimental Investigation on the flow past a circular cylinder of finite length placed normal to the plane surface in a uniform stream. Bull. JSME, vol.16, 1973; p.805-814.
- [21] COOK, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures. Part 2: Static Structures. (Building Research Establishment). London, UK, 1990.
- [22] GOULD, R. W. E.; RAYMER, W. G. E.; PONSFORD, P. J. Wind tunnel tests on chimneys of circular section at high Reynolds numbers. Proceedings Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Loughborough University of Technology, Loughborough, UK, 1968.
- [23] BASU, R. I. Aerodynamic forces on structures of circular cross-section. Part II. The influence of turbulence and threedimensional effects. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 24, 1986; p.33-59.
- [24] GRALA, P. Estudo das metodologias para o cálculo da resposta de estruturas cilíndrico circulares frente ao fenômeno de desprendimento de vórtices: proposta atualizada para a NBR-6123. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2016.
- [25] PALUCH, M. J., LOREDO-SOUZA, A.M. e RIERA, J.D. Vibrações transversais de torres e chaminés de concreto armado devido ao desprendimento de vórtices – propostas

para a NBR-6123. *In*: Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.

- [26] SANTOS, M. L., PFEIL, M. S. Vortex-induced vibrations of circular section towers. *In:* Proceedings of the 14th International Conference on Wind Engineering, 2015.
- [27] BLESSMANN, J. The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 10, 1982; p. 231-248.
- [28] LOREDO-SOUZA, A. M. Meteorological events causing extreme winds in Brazil. Wind and Structures, vol. 15, n. 2, 2012; p.177-188.
- [29] LOREDO-SOUZA, A. M., LIMA, E. G., VALLIS, M. B., RO-CHA, M. M., WITTWER, A. R., OLIVEIRA, M. G. K. Fullscale downburst damage versus boundary layer wind tunnel pressures: a survey analysis. *In:* Proceedings of the 8th International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications. Northeastern University, Boston, Massachussetts, USA, 2016.
- [30] LOREDO-SOUZA, A. M., LIMA, E. G., VALLIS, M. B., RO-CHA, M. M., WITTWER, A. R., OLIVEIRA, M. G. K. Downburst related damages in Brazilian buildings: are they avoidable?. *In:* Proceedings of the International Workshop on Wind-Related Disasters and Mitigation, Sendai, 2018.
- [31] VALLIS, M. B., LOREDO-SOUZA, A. M., WATRIN, L. C., BÊ-NIA, M. C. D. Extreme winds east of the Andes. *In*: Proceedings of Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Lima, 2018.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Aerodynamic effects on a high slenderness concrete chimney

Efeitos aerodinâmicos em uma chaminé de concreto armado de elevada esbeltez

A. M. LOREDO-SOUZA a acir@ufrgs.br https://orcid.org/0000-0002-6648-8315

M. M. ROCHA a mmrocha@ufrgs.br https://orcid.org/0000-0001-5640-1020

M. G. K. OLIVEIRA ^b mgklausoliveira@terra.com.br https://orcid.org/0000-0001-8014-9160

P. GRALA a pedro@egrala.com.br https://orcid.org/0000-0001-8570-6683

Abstract

This paper presents the results of a theoretical-experimental study on the aerodynamic behavior of a 150m high, slenderness 30, concrete chimney. For the wind tunnel tests two scaled models were built: one rigid for the measurement of the external pressures, and other aeroelastic, in which the main dynamic characteristics of the real structure were reproduced. The dynamic response under atmospheric turbulence (along-wind direction) is described in the paper and is compatible with the methodology of the Brazilian wind code NBR-6123. A brief analysis of the transversal response due to vortex shedding is presented according to the Canadian Wind Code NBCC. It is observed that, due to the low frequency of the structure, the dynamic approach leads to results significantly larger than those obtained from applying the conventional static approach of gust wind speed. The presence of the neighborhood have increased the loads on the structures.

Keywords: wind, chimneys, dynamic response, wind tunnel, aeroelastic modeling.

Resumo

Este trabalho apresenta os resultados da determinação teórico-experimental do comportamento aerodinâmico de uma chaminé esbelta de concreto armado, com 150m de altura e esbeltez 30. Foram construídos dois modelos reduzidos: um rígido para medição das pressões e outro aeroelástico, reproduzindo as principais características dinâmicas da estrutura real. A resposta dinâmica à turbulência atmosférica é descrita no trabalho, compatível com a metodologia da NBR-6123. Também é apresentada uma análise da resposta transversal ao desprendimento de vórtices, segundo o método da Norma Canadense NBCC. Devido à baixa frequência fundamental da estrutura, o método dinâmico conduz a esforços significativamente maiores do que aqueles obtidos com o método estático convencional de velocidade de rajada. Observa-se também que a presença da vizinhança influenciou negativamente os resultados, majorando os esforços atuantes nas estruturas.

Palavras-chave: vento, chaminés, resposta dinâmica, túnel de vento, modelagem aeroelástica.

Received: 11 Jan 2018 • Accepted: 30 Jul 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Laboratório de Aerodinâmica das Construções, Porto Alegre, RS, Brasil;
 Vento-S Consultoria em Engenharia do Vento Ltda., Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introdução

Para o projeto adequado de chaminés esbeltas de concreto armado é de fundamental importância o correto conhecimento do comportamento da estrutura sob ação do vento. Este se dá em duas etapas: a primeira está relacionada com a consideração dos efeitos estáticos do vento sobre a estrutura, devendo-se levar em conta as peculiaridades aerodinâmicas deste tipo de edificação; já a segunda etapa refere-se à consideração dos efeitos dinâmicos, sendo as características dinâmicas da estrutura fundamentais na determinação de sua resposta frente à ação do vento.

A noção de que uma estrutura esbelta tem comportamento predominantemente dinâmico, e que responde às parcelas flutuantes das forças devidas à turbulência atmosférica e ao desprendimento de vórtices é relativamente recente, sendo considerado em códigos normativos apenas a partir de 1970. Antes disso, torres e edifícios eram projetados como estruturas rígidas. As amplificações dinâmicas, até então desconsideradas, eram mascaradas e suprimidas pelos generosos fatores de segurança considerados em projeto. Entretanto, devido ao aumento da esbeltez e à busca por economia, os problemas associados aos efeitos dinâmicos tornaram-se mais evidentes (Daly [1]).

O estudo das vibrações transversais em estruturas rombudas é bastante complicado, pois envolve a interação entre tópicos complexos da mecânica dos fluidos e estrutural, tais como escoamento em torno de corpos não aerodinâmicos e toda a gama de fatores que interferem na resposta desse tipo de estrutura. Estes consistem na distribuição de pressões médias e flutuantes, na rugosidade superficial, na turbulência do escoamento, nos efeitos de tridimensionalidade e, finalmente, na interação fluido-estrutura. Além disso, deve-se considerar a variação da velocidade do vento com a altura sobre o terreno e a existência de forças resultantes do movimento da estrutura.

Apesar deste tipo de estrutura ser considerado simples dos pontos de vista estrutural e aerodinâmico, a determinação confiável da resposta é um dos problemas mais complicados da Engenharia do Vento. Diversos pesquisadores vêm estudando esses fenômenos ao longo dos anos, buscando uma abordagem que consiga unir todos os tópicos que envolvem o mecanismo de vibração por desprendimento de vórtices. Entretanto, apesar dos esforços, os modelos existentes para a verificação da resposta da estrutura são de caráter empírico. Atualmente, existem alguns modelos e métodos para dimensionar estruturas de seção circular frente ao fenômeno de desprendimento de vórtices, mas com muitas limitações. No caso de seções quadradas e retangulares, as metodologias são ainda mais escassas.

Os dois modelos mais bem aceitos pela comunidade de Engenharia do Vento para o caso da seção circular surgiram na década de 1980. O primeiro modelo (Vickery e Basu [2], [3], [4]; Basu e Vickery [5]), desenvolvido na Universidade de Western Ontario, no Canadá, considera os efeitos da interação fluido-estrutura incorporando o conceito de amortecimento aerodinâmico negativo. Já o segundo modelo (Ruscheweyh, [6]), desenvolvido na Universidade de Aachen, na Alemanha, considera que as forças equivalentes devidas ao desprendimento de vórtices ocorrem em um determinado comprimento de correlação. Ambos os modelos foram utilizados como base para diversos procedimentos normativos. Apesar de serem modelos empíricos e repletos de inconsistências, as pesquisas em relação à seção circular praticamente pararam nos últimos anos, sendo mais estudado o fenômeno de desprendimento de vórtices em estruturas de seção quadrada e retangular, particularmente por apresentarem um comportamento aerodinâmico mais previsível. Bênia [7] estudou os efeitos da influência de 18 diferentes vizinhanças em edifícios retangulares, observando suas respostas transversais, torcionais e longitudinais. Tamura et al. [8] apresentaram características das correlações das componentes das forças do vento em edifícios, trajetórias dos edifícios no plano, e combinações de carregamentos. Mannini et al. [9] estudaram a interação entre as vibrações induzidas por vórtices e por galope em estruturas retangulares, concluindo que a seção retangular mais propensa a sofrer os efeitos dinâmicos é a de 3/2. Dongmei et al. [10] fizeram uma análise aeroelástica e aerodinâmica dos efeitos de interferência em edifícios altos, mais especificamente um estudo de caso do Shanghai World Financial Center, o sétimo mais alto edifício do mundo, com 492 m de altura. Este trabalho tem por objetivo trazer à comunidade científica uma contribuição visando ao preenchimento do hiato existente no conhecimento referente à interação vento-estrutura para seções circulares. Para tanto, foi desenvolvido um estudo teórico--experimental do comportamento aerodinâmico de uma chaminé esbelta de concreto armado, com 150m de altura, já construída no Brasil. Foram realizados extensivos ensaios em túnel de vento, bem como uma análise teórica com metodologias disponíveis na literatura especializada. Para o ensaio em túnel de vento foram construídos dois modelos reduzidos: um modelo rígido para medição das pressões e correspondentes coeficientes aerodinâmicos, e outro modelo aeroelástico, reproduzindo as principais características dinâmicas da estrutura real.



Figura 1

Regimes característicos do escoamento em torno de cilindros. Os valores de Re são apenas ilustrativos (Blessmann [15])

2. Ação do vento em chaminés

2.1 Ação estática do vento

O carregamento devido ao vento usualmente aplicado a chaminés baseia-se em dados disponíveis em normas técnicas, tais como a NBR-6123 (ABNT [11]), a Norma Canadense (NBCC [12]), o Eurocódigo [13] e o CICIND [14] para cilindros de seção circular constante, sendo adaptados para as formas geométricas da estrutura em estudo. Além disto, não considera os efeitos de vizinhança decorrentes da proximidade de prédios vizinhos, fato este que conduziria a coeficientes aerodinâmicos diferentes daqueles usualmente adotados para edificações isoladas e de formas geométricas simples.

2.1.1 Aerodinâmica das chaminés

Cilindros circulares, bem como todos os corpos constituídos por superfícies curvas, são altamente sensíveis ao parâmetro chamado número de Reynolds, o qual influencia a forma do escoamento e, consequentemente, a distribuição das pressões e as forças exercidas sobre o sólido imerso no escoamento. O número de Reynolds, Re, expressa a relação entre as forças de inércia e as forças de viscosidade atuantes no escoamento, e pode ser escrito conforme Equação 1:

$$Re = Vd/\nu \tag{1}$$

Onde:

V = velocidade média do vento (m/s); d= dimensão característica (m);



Figura 2

Distribuição circunferencial de coeficientes de pressão em cilindros circulares (Roshko [16])

v = viscosidade cinemática do ar (m²/s).

O efeito da variação do coeficiente de arrasto, Ca, com Re para um cilindro de seção circular é indicado de forma qualitativa na Figura 1 (Blessmann [15]). A definição para Ca adotada neste trabalho é dada a seguir. É interessante ressaltar que em certos casos forças maiores podem resultar de velocidades menores, dependendo do valor de Ca.

O coeficiente de arrasto é definido conforme a Equação 2:

$$Ca = Fa/(qA_e)$$

Onde:

Fa = força de arrasto média (N);

 $q = \frac{1}{2}\rho V^2$ = pressão dinâmica correspondente à velocidade média

(2)

de referência (N/m²);

ρ = massa específica do ar (kg/m³)

V = veloc. média de referência do vento ao nível da cota média do trecho em análise (m/s)

A_e = área efetiva de referência (m²)

Observa-se que as características físicas do escoamento em torno de cilindros circulares mudam continuamente com o valor de Re. Entretanto, para Re > 10^4 , é possível distinguir alguns intervalos (regimes) onde as características do escoamento podem ser consideradas constantes. Esses regimes, subcrítico, crítico, supercrítico e ultracrítico, são definidos na Figura 1.

No regime subcrítico, em escoamento uniforme e suave em torno de cilindros bidimensionais nominalmente lisos, o escoamento na camada limite é sempre laminar. A separação laminar ocorre a cerca de 75º a partir da linha de estagnação. O desprendimento de vórtices é extremamente regular e ordenado (vórtices de Kármán fortes), e a esteira larga origina um Ca elevado, que apresenta um valor característico de 1,2. Neste intervalo a maioria dos parâmetros aerodinâmicos tende a permanecer constante. A camada limite separada torna-se turbulenta (transição laminar para turbulenta) a alguma distância além da linha de separação.

Com o aumento do número de Reynolds, a transição na camada limite ocorre cada vez mais próxima à linha de separação (a qual se desloca mais a sotavento), até que, quando estiver suficientemente próxima, um recolamento turbulento se processa. Essa região de separação laminar e recolamento turbulento é conhecida como borbulha de separação e caracteriza o regime crítico. Mais a sotavento uma separação turbulenta ocorre definitivamente, mas agora a esteira é muito menor. Isso origina uma drástica queda no coeficiente de arrasto que pode atingir valores tão baixos quanto 0,2 e 0,3, sendo o número de Reynolds correspondente designado por número de Reynolds crítico, Re_{crít}. A formação da borbulha pode não ocorrer simultaneamente em ambos os lados do cilindro. No regime supercrítico a separação turbulenta move-se para barlavento, a borbulha de separação diminui e por fim desaparece dando lugar a uma separação definitiva e turbulenta. A esteira alarga-se, o coeficiente de arrasto aumenta e o desprendimento regular de vórtices, que no início do intervalo pode não ser discernível, reaparece no final do intervalo ainda com pouca intensidade (vórtices de Kármán fracos). Por último, no regime ultracrítico, o desprendimento de vórtices restabelece-se nitidamente (vórtices de Kármán fortes), a transição da camada limite continua a mover-se mais e mais para barlavento,



Cilindros longos rugosos. Influência do aumento da rugosidade e da turbulência do escoamento (Blessmann [15])

mas a posição da linha de separação, a largura da esteira e outras características do escoamento parecem tender assintoticamente para uma condição de independência com respeito ao número de Reynolds. Conforme mostrado na Figura 1 um valor característico para Ca neste regime é 0,6.

Na Figura 2 são mostradas as curvas de distribuição circunferencial dos coeficientes de pressão externa em torno de cilindros circulares, onde a distribuição dos coeficientes de pressão obtida por Roshko [16] é característica do regime ultracrítico (a), a curva de Flachsbart



Figura 4

Valores de Ca em função de Re e de diferentes intensidades da turbulência I1 (Scruton [19])

[17] representa o regime crítico (b), enquanto que a curva obtida por Fage e Falkner [18] tem características do regime subcrítico (c). Uma característica comum dos experimentos com cilindros circulares submetidos a escoamentos turbulentos é a tendência à transição de regimes a números de Reynolds menores, em relação a escoamentos suaves ou com menor turbulência. Esta característica complica a interpretação dos coeficientes aerodinâmicos, pois uma variação da magnitude deste coeficiente pode apenas representar uma variação no número de Reynolds. Tanto a rugosidade da superfície do elemento em estudo, quanto a turbulência do escoamento incidente, podem causar alterações na referida curva Ca x Re, conforme indicado nas Figuras 3 (Blessmann [15]), 4 e 5 (Scruton [19]). Desta forma, extrapolações de dados obtidos para superfícies curvas específicas, sejam chaminés, tubos, torres ou coberturas, não são recomendadas.



Figura 5

Influência da variação do número de Reynolds sobre o coeficiente de arrasto de acordo com a forma da seção transversal. Os números 1, 2 e 3 na última figura representam rugosidades diferentes (e crescentes) da superfície da seção circular e têm efeito semelhante ao de uma variação da turbulência no escoamento incidente (Scruton [19])



Ca local em função da distância medida a partir do topo, em diâmetros, para diferentes esbeltezes λ (Cook [21]; Gould et al. [22]; Basu [23])

A norma brasileira NBR-6123 (ABNT [11]) fornece, na Tabela 10, valores para coeficientes de arrasto para corpos de secção circular constante, sem contemplar a variação da seção ao longo da altura de uma parte da chaminé, nem a presença de detalhes existentes tais como tubulações, plataformas, etc. Além disso, não há informações específicas em relação aos coeficientes aerodinâmicos para estas estruturas com a consideração dos efeitos da vizinhança existente.

A grande maioria dos dados sobre coeficientes aerodinâmicos é obtida através de experimentos nos quais o cilindro se estende sobre toda a largura, ou altura, do túnel de vento, ou ainda em cilindros dotados de placas terminais. Sob estas condições, a magnitude dos coeficientes é essencialmente constante sobre toda a extensão do cilindro. Entretanto, quando o cilindro tem um extremo livre o escoamento é perturbado afetando consideravelmente a magnitude dos coeficientes de arrasto. Em outras palavras, o topo do cilindro finito introduz efeitos de tridimensionalidade no escoamento, uma vez que o mesmo escapa pelo topo e pelas laterais. A intensidade com a qual estes efeitos ocorrem depende da diferença de pressão existente entre as faces de barlavento e de sotavento do cilindro. Deste escoamento próximo à borda livre e às laterais do cilindro, são gerados dois vórtices estacionários a uma distância vertical de aproximadamente meio diâmetro do topo (Okamoto e Yagita [20]).

Na Figura 6 são apresentados registros da variação do coeficiente de arrasto local com a altura (Cook [21]; Gould *et al.* [22]; Basu [23]). Em ambos os registros esta variação é fornecida para diferentes esbeltezes ($\lambda = h/d$), em escoamento uniforme e suave a diferentes Re (h corresponde à altura do cilindro).

Outro fator a ser considerado em qualquer estrutura é o efeito do desprendimento alternado de vórtices de Kármán, o qual tem fre-

quências de desprendimento diretamente relacionadas à velocidade do escoamento. Este desprendimento alternado de vórtices gera forças perpendiculares à direção do vento médio provocando movimentos transversais da estrutura. Caso esta frequência de excitação coincida com uma das frequências naturais da estrutura, esta pode entrar em ressonância e, dependendo do valor do amortecimento estrutural, valores inaceitáveis de deslocamentos, seja do ponto de vista estrutural como de serviço, podem ocorrer.

2.1.2 Coeficientes aerodinâmicos

A partir dos registros das séries temporais das pressões obtidas em ensaios em túnel de vento podem ser calculados os coeficientes de pressão externa nas faces do modelo, definidos por, respectivamente: coeficiente de pressão média (Equação 3), coeficiente de pressão rms (Equação 4), coeficiente de pressão máximo (Equação 5) e coeficiente de pressão mínimo (Equação 6).

$$\overline{C}_{p} = \left[\frac{1}{T}\int_{0}^{T} p(t)dt\right]/q \tag{3}$$

$$\widehat{C}_{p} = \left[\sqrt{\frac{1}{T}} \int_{0}^{T} \left[p(t) - \bar{p} \right]^{2} dt \right] / q$$
(4)

$$\hat{C}_p = p_{max}/q \tag{5}$$

$$\tilde{C}_p = p_{min}/q \tag{6}$$

Onde:

p(t) = pressão instantânea, na superfície da edificação, medida em relação à pressão estática de referência (N/m²);

 \overline{p} = valor médio de p(t) para o período de amostragem T (N/m²); p_{max} = valor máximo de p(t) para o período de amostragem T (N/m²); p_{min} = valor mínimo de p(t) para o período de amostragem T (N/m²); t = tempo (s);

T = período de amostragem (s).

É adotada a seguinte convenção de sinais:

coeficientes positivos: sobrepressão (+) ------

coeficientes negativos: sucção (-) +

Os coeficientes de pressão médios calculados permitem a determinação de coeficientes de forma externos (C), aplicáveis a uma superfície plana de área A, sendo definidos por:

$$C = \frac{F}{qA} \tag{7}$$

Onde F é a força perpendicular (resultante das pressões externas) sobre uma superfície plana (N). Conforme a Equação 3, tem-se:

$$F = \int_{A} \overline{p} \, dA = \int_{A} \overline{C}_{p} \, q \, dA \tag{8}$$

Substituindo na Equação 7:

$$C = \frac{1}{A} \int_{A} \overline{C}_{p} \, dA \tag{9}$$

Esta última expressão permite a obtenção de C a partir de \overline{C}_p , por integração numérica. As pressões médias são integradas para fornecerem valores médios das forças de arrasto e sustentação.

Os coeficientes de arrasto correspondem às forças na direção do vento, enquanto que os coeficientes de sustentação correspondem às forças perpendiculares à direção do vento. O coeficiente aerodinâmico de arrasto (Ca) é definido na Equação 2 e o coeficiente de sustentação (C₁) é definido como:

$$C_L = \frac{F_s}{qA_{ref}} \tag{10}$$

Onde: F_s = força de sustentação média (N); A_{ref} = área de referência (m²).

2.2 Resposta dinâmica na direção do vento

A metodologia de análise apresentada nesta seção é compatível com o método dinâmico apresentado no Capítulo 9 da NBR-6123. Faz-se uso dos mesmos modelos (funções matemáticas) para a densidade espectral da velocidade do vento e para sua estrutura de correlação dependente da frequência (função de coerência). A resposta dinâmica é calculada através do método de superposição modal.

2.2.1 Cálculo das forças aerodinâmicas

A força dinâmica exercida pelo vento em uma dada zona de integração de pressão, com área de exposição A e coeficiente de arrasto associado Ca, é dada (com unidades no S.I.) por:

$$P(t) = 0.613V^2(t)CaA$$
 (11)

A velocidade do vento V(t) pode ser subdividida em uma parcela média sobre T segundos, e uma parcela flutuante:

$$V(t) = \overline{v}_T + v(t) \tag{12}$$

e consequentemente o seu quadrado resulta ser:

$$V^{2}(t) = \bar{v}_{T}^{2} + 2\bar{v}_{T}v(t) + v^{2}(t) \cong \bar{v}_{T}^{2} + 2\bar{v}_{T}v(t)$$
(13)

A aproximação é possível porque a magnitude da parcela flutuante é significativamente menor que a da parcela média. Consequentemente, a força dinâmica também pode ser dividida em uma parcela média e outra flutuante como:

$$P(t) = \overline{p}_{T} + p(t) \tag{14}$$

 $\overline{p}_T = 0.613 \overline{v}_T^2 Ca A \tag{15}$

$$p(t) = 0.613 \left[2\overline{\nu}_T v(t)\right] CaA = \frac{2\overline{p}_T}{\overline{\nu}_T} v(t)$$
(16)

O perfil de velocidade média do vento depende do tempo de média, T, sendo que a NBR-6123 adota uma lei potencial:

$$\overline{\nu}_T = b F_r (z/10m)^p \tag{17}$$

onde z é a altura a partir da superfície do terreno (em metros), sendo 10m a altura de referência. Os demais parâmetros estão dados na Tabela 1 para T = 10min, que é o tempo de média adotado no método dinâmico da norma brasileira. Caso não houvesse amplificação dinâmica na resposta estrutural, poderia ser utilizado o cálculo estático da norma, aplicando-se diretamente a Equação 13 com T definido pela equação (NBR-6123, Anexo A, item 2):

$$T_{gust} = \frac{7.5 s}{L \,\overline{\nu}_{T,topo}} \tag{18}$$

onde L é a maior dimensão do plano de exposição ao vento (em metros) e $\overline{v}_{T,topo}$ é a velocidade média no topo da estrutura (em m/s). Nota-se que a Equação 18 exige uma iteração para seu cálculo, já que $\overline{v}_{T,topo}$ é desconhecido a *priori*. Após a definição de T_{gust}, seria ainda necessária uma interpolação para se determinar os demais parâmetros da Equação 17, b, F_r, e p.

Ressalta-se, no entanto, que as frequências naturais de vibração livre estimadas para a estrutura em questão implicam na ocorrência de amplificações dinâmicas não desprezáveis. Por isso, além da resposta estática às forças médias atuantes também é necessário estimar-se a resposta dinâmica à parcela flutuante. Neste sentido, relembra-se então que a NBR-6123 utiliza um tempo de média T = 600s (10min), dividindo os efeitos em estáticos (médios) e dinâmicos (flutuantes).

Nota-se que ao se desprezar o termo v² (t), na Equação 13, permitiu-se uma proporcionalidade direta entre as densidades espectrais de força e velocidade, a partir da Equação 8, que pode ser expressa como:

$$S_P(f) = \left[\chi_A(f) \frac{2\overline{p}_T}{\overline{\nu}_T}\right] S_V(f)$$
(19)

onde f é frequência (variável independente do novo domínio de análise, em Hz), e χ_A (f) é a chamada "função de admitância aerodinâmica". Esta função, que varia entre 0 e 1, pode ser entendida como uma correção no coeficiente de arrasto implícito em \overline{p}_T , para considerar o fato de que flutuações rápidas na velocidade do vento não implicam em flutuações proporcionais na força aerodinâmica sobre a zona de integração. Ao se desconsiderar a função de admitância, inserindo-se um valor unitário na Equação 19, está-se adotando uma simplificação conservadora.

Para as flutuações da componente longitudinal da velocidade do vento, a NBR-6123 adota o chamado "espectro de Harris", expresso por:

$$\frac{f S_V(f)}{\sigma_v^2} = \frac{0.6 X(f)}{\left[2 + X^2(f)\right]^{5/6}} = \frac{1080 f/\overline{\nu}_{10}}{\left[2 + (1800 f/\overline{\nu}_{10})^2\right]^{5/6}}$$
(20)

onde \overline{v}_{10} é a velocidade média sobre o tempo T (em metros por segundo) na altura de referência z = 10m. No modelo de Harris, a variância da velocidade do vento, σ_v^2 , é considerada como sendo aproximadamente independente da altura, e estimada por:

$$\sigma_v = 2.58 \,\overline{v}_{10} \sqrt{c_{as}} \tag{21}$$

Tabela 1

Parâmetros característicos do vento natural e da rugosidade do terreno

Categoria	I	II	III	IV	V
b (10 min)	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50
Fr (10 min)	0,77	0,69	0,63	0,57	0,47
p (10 min)	0,095	0,150	0,185	0,23	0,31
1000 C _{as}	2,8	6,5	10,5	22,6	52,7
σ_v / v_{10}	0,14	0,21	0,26	0,39	0,59

onde c_{as} é um "coeficiente de arrasto superficial", adimensional e dependente da categoria de rugosidade do terreno conforme apresentado na Tabela 1.

2.2.2 Cálculo da densidade espectral da resposta estrutural

Seguindo a mesma metodologia do capítulo 9 da NBR-6123, o cálculo da resposta estrutural é feito por superposição de respostas modais. Assim, a equação matricial de equilíbrio dinâmico da estrutura:

$$M\ddot{\vec{u}}(t) + C\dot{\vec{u}}(t) + K\vec{u}(t) = \vec{P}(t)$$
⁽²²⁾

pode ser desacoplada através dos vetores de forma modal do sistema dinâmico, q_k , obtidos a partir da solução do problema de autovalores/autovetores (sem consideração do amortecimento):

$$K\vec{q}_{\mu} = \omega^2 M\vec{q}_{\mu} \tag{23}$$

Na Equação 24 é feita a hipótese de que resposta em vibração livre no k-ésimo modo é dada por:

$$\vec{u}_k(t) = \vec{q}_k u_k(t) \tag{24}$$

onde u_k (t) é uma função escalar do tempo denominada "resposta modal". Substituindo-se $\vec{u}_{(t)}$ na Equação 22, e pré-multiplicando--se todos os termos por \vec{q}_{k}^{T} (transposta de \vec{q}_{k}), chega-se a:

$$\left[\vec{q}_{k}^{T} M \vec{q}_{k}\right] \ddot{u}_{k}(t) + \left[\vec{q}_{k}^{T} C \vec{q}_{k}\right] \dot{u}_{k}(t) + \left[\vec{q}_{k}^{T} K \vec{q}_{k}\right] u_{k}(t) = \left[\vec{q}_{k}^{T} \vec{P}(t)\right]$$
(25)

Devido às propriedades dos auto-valores \vec{q}_k , os termos entre colchetes são todos escalares:

$$M_k \ddot{u}_k(t) + C_k \dot{u}_k(t) + K_k u_k(t) = P_k(t)$$
(26)

denominados massa modal M_k , amortecimento modal C_k , rigidez modal K_k e força (externa) modal P_k (t).

É importante observar que, por uma questão de simplicidade na formulação, se compatibilizam os graus de liberdade implícitos na Equação 22 com as zonas de integração das pressões aerodinâmicas. Na prática é necessário um cálculo preliminar de coeficientes de distribuição, para que as forças aerodinâmicas se apliquem em correspondência com os respectivos graus de liberdade no vetor de forças externas $\vec{P}(t)$. Por questão de simplicidade na exposição, considera-se a seguir que há *n* graus de liberdade de translação correspondentes a n zonas de integração de pressões, cada uma com uma área de exposição A_i e um coeficiente de arrasto C_{ai}.

Com o desacoplamento da Equação 22, e considerando-se que a força modal é um processo aleatório ergódigo e estacionário, pode-se obter o espectro da resposta em deslocamento através da solução no domínio da frequência para um sistema com um único grau de liberdade:

$$S_{u_k}(f) = |H_k(f)|^2 S_{P_k}(f)$$
(27)

Onde H_{k} (f) é a chamada "admitância mecânica", dada por:

$$|H_k(f)|^2 = \left[K_k \sqrt{\left(1 - \beta_k^2\right)^2 + \left(2\zeta_k \beta_k\right)^2}\right]^{-1}$$
(28)

$$\beta_k = f/f_k \tag{29}$$

$$\zeta_k = C_k / \left(4\pi M_k f_k\right) \tag{30}$$

Onde β_k é a razão de frequência ressonante e ζ_k é a razão de amortecimento crítico. Observa-se que na Equação 27 falta ainda definir o espectro da força modal, que depende dos espectros das forças em todas as *n* zonas de integração. Considerando-se que a força modal é dada por:

$$P_k(t) = \sum_{i=1}^{n} q_{k,i} P_i(t)$$
(31)

considerando que densidade espectral é de fato densidade de variância, e considerando-se que a variância de uma soma é igual a soma cruzada das covariâncias, tem-se para o espectro da força modal:

$$S_{P_k}(f) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n q_{k,i} q_{k,j} S_{P_i P_j}(f)$$
(32)

onde $S_{P_iP_j}$ (f) é o espectro cruzado (análogo à covariância) entre as parcelas flutuantes das forças nas zonas de integração *i* e *j*, que é modelado através dos espectros individuais e uma função de coerência:

$$S_{P_i P_j}(f) = R_{ij}(f) \sqrt{S_{P_i}(f) S_{P_j}(f)}$$
(33)

A função de coerência R_{ij} (f) adotada na NBR-6123, C = 10 e γ = -0.3, tem a forma:

$$R_{ij}(f) = exp\left[-C\frac{f\,\Delta r_{ij}}{\overline{v}_{10}} \left(\frac{\overline{z}_{ij}}{10m}\right)^{\gamma}\right]$$
(34)

$$\Delta r_{ij} = \sqrt{\left(y_i - y_j\right)^2 + \left(z_i - z_j\right)^2}$$
(35)

$$\overline{z}_{ij} = (z_i + z_j)/2 \tag{36}$$

Onde Δr_{ij} é a distância entre os centros aerodinâmicos das duas zonas de integração e \overline{z}_{ij} é a altura média dessas duas zonas. Após algumas substituições, chega-se a uma expressão para a densidade espectral da resposta modal:

$$S_{U_k}(f) = 4|H_k(f)|^2 S_V(f) \left[\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{q_{k,i} \, \overline{p}_{T,i}}{\overline{v}_{T,i}} \right) \left(\frac{q_{k,j} \, \overline{p}_{T,j}}{\overline{v}_{T,j}} \right) R_{ij} \left(f, y_i, y_j, z_i, z_j \right) \right]$$
(37)



Figura 7

Etapas do cálculo da resposta estrutural no domínio da frequência. Acima: densidade espectral da força modal, S_{P_k} (f). Ao centro: função de admitância mecânica, H_k^2 (f). Abaixo: densidade espectral da resposta modal, S_{U_k} (f) onde se considerou que a densidade espectral da velocidade do vento, S_v (f), independe da zona de integração, e também que a função de admitância aerodinâmica é igual a unidade. Para estruturas alteadas muito esbeltas, as zonas de integração serão segmentos na direção z, e portanto, pode-se fazer y_i = y_j = 0 nas Equações 34 a 37. A Figura 7 ilustra as etapas do cálculo, no domínio da frequência, Equação 27, para um dado modo de vibração.

2.2.3 Cálculo do vetor de forças aerodinâmicas estáticas equivalentes

Uma vez calculada a densidade espectral S_{U_k} (f) pela Equação 37,

a variância da resposta estrutural pode ser obtida pela integral:

$$\sigma_{U_k}^2 = \int_0^{\infty} S_{U_k}(f) df$$
(38)

enquanto o valor esperado do pico de resposta para o tempo de média T é dado por:

$$u_{k,peak} = g_T \sigma_{U_k} \tag{39}$$

sendo g_T o "fator de pico", obtido da teoria de processos aleatórios: $g = \sqrt{2ln(\nu T)} + 0.5772/\sqrt{2ln(\nu T)}$ (40)

O parâmetro estatístico v é a taxa de cruzamentos ascendentes do nível zero, calculada como:



Figura 8 Geometria da chaminé analisada

$$\nu = \sqrt{\left[\int_0^\infty f^2 S_{U_k}(f) df\right]} / \sigma_{U_k}^2 \tag{41}$$

que deve resultar em um valor muito próximo da frequência natural f_k , já que a resposta estrutural é um processo aleatório de banda estreita, ou seja, a estrutura oscila no entorno nessa frequência. Nota-se que para T = 10min e f_k = 1Hz, que é a frequência acima da qual se espera pouca resposta ressonante da estrutura, o fator de pico resulta ser $g_T \approx 3.7$. A NBR-6123 adota um valor padrão igual a 4, independentemente de f_k . Um cálculo mais preciso do fator de pico conduz, no entanto, a uma solução mais econômica. Finalmente, a resposta estrutural total é dada pela soma da resposta média com o pico da resposta flutuante nos diversos modos. Considera-se, no entanto, que esses picos têm baixa probabilida-de de ocorrência simultânea, e utiliza-se um método de superposição quadrática:

$$\vec{u}_{total} = \vec{u}_T + \sqrt{\sum_k \vec{q}_k (u_{k,peak})^2}$$
(42)

onde se retém no somatório apenas as respostas relevantes, normalmente restritas a uns poucos modos (frequentemente apenas ao primeiro). A resposta média, \vec{u}_T , é a resposta ao vetor de cargas médias dadas pela Equação 15, com $\vec{v}_T(z)$ dado pelas Equações 17 e 19. Para fins de dimensionamento estrutural, existe a possibilidade de se definir vetores de forças aerodinâmicas *estáticas equiva*-

Tabela 2

Dados básicos da chaminé utilizados na análise teórica

lentes. Quando o projetista fornece massas, frequências e formas modais, a matriz de rigidez não está, a princípio, explicitamente disponível. Caso estivesse, a parcela dinâmica do vetor de cargas, para cada modo *k*, seria dada por:

$$P_{k,peak} = K \vec{u}_{k,peak} \tag{43}$$

onde substituindo-se a Equação 24 tem-se:

$$\vec{P}_{k,peak} = u_{k,peak} K \vec{q}_k \tag{44}$$

E aplicando-se a Equação 23 chega-se a:

$$P_{k,peak} = \omega_k^2 u_{k,peak} M \vec{q}_k \tag{45}$$

e não faz uso da matriz de rigidez de forma explícita. Este vetor de cargas pode então ser utilizado em um programa de elementos finitos para a obtenção da resposta em tensões e deformações, bem como para verificações de dimensionamento.

2.3 Determinação da força lateral decorrente do desprendimento de vórtices

O desprendimento de vórtices alternados produz um desequilíbrio de pressões que ocasiona uma força oscilatória transversal à direção do vento. Estimativas desta força não são totalmente confiáveis, e deve-se dar preferência a previsões baseadas em estudos experimentais em túnel de vento. Para

Z (m)	D _{int} (m)	e (m)	m (kg)	E I (Nm²)	P (N)	A (m²)
-2	9,446	0,460	35789	4,59E12	2,24E7	10,37
0	9,300	0,450	121075	4,28E12	2,21E7	35,70
5	8,964	0,436	161761	3,71E12	2,16E7	49,18
10	8,629	0,421	150670	3,21E12	2,11E7	47,36
15	8,293	0,407	139972	2,75E12	2,06E7	45,54
20	7,957	0,393	129666	2,35E12	2,02E7	43,71
25	7,621	0,379	119753	1,99E12	1,97E7	41,89
30	7,286	0,364	110233	1,67E12	1,92E7	40,07
35	6,950	0,350	101106	1,40E12	1,88E7	38,25
40	6,614	0,336	92371	1,16E12	1,83E7	36,43
45	6,279	0,321	84029	9,48E11	1,77E7	34,61
50	5,943	0,307	76080	7,70E11	1,73E7	32,79
55	5,607	0,393	68523	6,17E11	1,68E7	30,96
60	5,271	0,279	61359	4,89E11	1,63E7	29,14
65	4,936	0,264	54588	3,81E11	1,59E7	27,32
70	4,600	0,250	48216	2,93E11	1,54E7	25,50
75	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,49E7	25,50
80	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,44E7	25,50
85	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,39E7	25,50
90	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,33E7	25,50
95	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,26E7	25,50
100	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,19E7	25,50
105	4,600	0,250	55117	2,93E11	1,11E7	25,50
110	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,01E7	25,50
115	4,600	0,250	48210	2,93E11	9,15E6	25,50
120	4,600	0,250	48210	2,93E11	8,07E6	25,50
125	4,600	0,250	48210	2,93E11	6,90E6	25,50
130	4,600	0,250	48210	2,93E11	5,63E6	25,50
135	4,600	0,250	48210	2,93E11	4,25E6	25,50
140	4,600	0,250	48210	2,93E11	2,77E6	25,50
145	4,600	0,250	48210	2,93E11	1,19E6	25,50
150	4,600	0,250	31012	2,93E11	0,00E0	12,75



Modos de vibração e frequências

uma estimativa preliminar teórica da resposta dinâmica transversal, recomenda-se as metodologias presentes em Cicind [14], Eurocode [13], Grala [24], NBCC [12], Paluch *et al.* [25], Ruscheweyh [6]. No entanto, existem divergências entre os pesquisadores em relação à qual metodologia é a mais adequada para representar o fenômeno físico, sendo esta discussão apresentada em Grala [24] e em Santos e Pfeil [26]. A título ilustrativo, apresenta-se a seguir o método da Norma Canadense [12].



Figura 10

Referência para o ângulo de incidência do vento

2.3.1 Norma canadense

A velocidade do vento para a qual a frequência de desprendimento de vórtices iguala a frequência natural da estrutura é dada pela Equação 46:

$$V_H = f_n D/St \tag{46}$$

Onde:

f_n = frequência natural da estrutura (Hz);

St = número de Strouhal;

V_H = velocidade média horária no topo da estrutura (m/s);

D = diâmetro (m).

Nesta velocidade o desprendimento de vórtices produz uma força oscilatória com frequência igual à frequência fundamental da chaminé, causando portanto máximo efeito ressonante. O número de Strouhal implícito neste cálculo é St = 0,2.

Os efeitos dinâmicos devidos ao desprendimento de vórtices podem ser determinados aproximadamente através da aplicação de uma força lateral por unidade de comprimento, atuante no terço superior da chaminé, dada pela Equação 47:

$$F_L = \frac{c_1}{\sqrt{\lambda(\beta - C_2\rho D^2/M)}} q_H D \tag{47}$$

Onde:

 F_{L} = força estática equivalente por unidade de comprimento (N);

 β = razão de amortecimento crítico;

 $\lambda = H / D = esbeltez;$

H = altura da estrutura (m);

 $q_H = 0.613V_H^2$ = pressão dinâmica correspondente à VH (N/m²); M = massa por unidade de comprimento do terço superior da estrutura (kg/m);

 C_1 , C_2 = parâmetros indicados na NBCC-1990 [12].



Fotografia do modelo aeroelástico da chaminé de 150m de altura no interior do túnel de vento. Configuração I: chaminé isolada. Configuração II: chaminé com vizinhança

3. Características da estrutura

A estrutura analisada consiste em uma chaminé de concreto armado de 150 m de altura, cuja geometria pode ser observada na Figura 8. As principais propriedades da estrutura são apresentadas na Tabela 2. Através de uma modelagem numérica baseada em elementos finitos obteve-se uma frequência fundamental de 0,24 Hz para o primeiro modo, conforme apresentado na Figura 9, a qual apresenta também as características do segundo e terceiro modos de vibração.

4. Ensaios em túnel de vento

Foram construídos dois modelos reduzidos: um modelo rígido para medição das pressões e correspondentes coeficientes aerodinâmicos, e outro modelo aeroelástico, reproduzindo as principais características dinâmicas da estrutura real. Foram estudadas duas condições de vizinhança identificadas como Configuração I, correspondendo à chaminé principal isolada, e Configuração II, correspondendo à chaminé principal com a vizinhança imediata completa.

O modelo rígido foi instrumentado com um total de 288 tomadas de pressão, distribuídas de modo a permitir um levantamento representativo das pressões em toda a edificação, girando-se o modelo de 360°. As pressões foram medidas a cada 15° de incidência do vento, resultando no montante de 7.200 registros de pressões para as duas condições de vizinhança testadas. A referência para os ângulos de incidência do vento é mostrada na Figura 10.

O projeto do modelo aeroelástico leva em consideração, além da geometria externa (forma aerodinâmica) da estrutura, também as suas propriedades mecânicas: distribuição de massa, formas modais e frequências naturais de vibração livre. Estas propriedades foram fornecidas pelo solicitante e são: $f_1 = 0,26Hz$ e $f_2 = 1,12Hz$. A teoria de análise dimensional diz que é possível o controle das escalas de três grandezas fundamentais, sendo que as escalas de todas as demais grandezas ficam definidas a partir destas. São definidas a escala de comprimento (1:250), a escala de massa específica (1:1), e finalmente a escala de frequência,



Figura 12

Momento fletor longitudinal na base da chaminé em função da velocidade do vento no topo da estrutura. Configuração isolada



Figura 13

Momento fletor transversal na base da chaminé em função da velocidade do vento no topo da estrutura. Configuração isolada



Momento fletor longitudinal na base da chaminé em função da velocidade do vento no topo da estrutura. Configuração com vizinhança. Ângulo de incidência do vento: 345°

que depende da rigidez obtida para o modelo. A rigidez do modelo é direcionada para produzir uma escala de frequências de vibração que possam ser facilmente registradas, e ao mesmo tempo uma escala de velocidade que seja compatível com as velocidades de escoamento obtidas no túnel de vento. A escala de massa específica resulta de que o mesmo fluido (ar) produz as pressões dinâmicas, tanto na escala do modelo como na escala real. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Blessmann [27]) e a Figura 11 apresenta fotografias do modelo ensaiado e das configurações de ensaio.



Figura 15

Momento fletor transversal na base da chaminé em função da velocidade do vento no topo da estrutura. Configuração com vizinhança. Ângulo de incidência do vento: 345°

5. Análise dos resultados experimentais

5.1 Modelo isolado

Os registros na condição isolado foram feitos para comparação com as estimativas teóricas. O parâmetro de comparação será o momento fletor na base da chaminé. Para a direção longitudinal na condição modelo isolado (Figura 12), o modelo aeroelástico apresenta um resultado para o valor de pico um pouco aquém (8%) do que foi estimado na análise teórica (apresentada no item 6). Para a direção transversal (Figura 13), é interessante observar o pequeno pico que aparece para velocidade em torno de 6m/s (no topo), causado pela ressonância do primeiro modo de vibração com o desprendimento de vórtices alternados. Esta velocidade crítica corrobora a velocidade teórica de 6,12m/s calculada (item 6.2), confirmando o número de Strouhal adotado (≈0,2). Observa-se, contudo, um segundo pico para velocidade em torno de 32m/s (no topo), causado pela ressonância do segundo modo de vibração com o desprendimento de vórtices. Na velocidade de projeto o momento fletor transversal de pico é interpolado como 27,6MNm, maior portanto que o valor recomendado pela norma brasileira, de 1/3 do momento longitudinal, porém menor do que o valor de 38MNm registrado para uma velocidade inferior à de projeto (Figura 13). Esta majoração é em boa parte causada pela proximidade da ressonância no segundo modo. A resposta transversal deve ser vetorialmente sobreposta à resposta longitudinal.

5.2 Modelo com vizinhança

Os resultados para o modelo com vizinhança estão apresentados na Figura 14 e na Figura 15, para o ângulo de 345º. São apresentados separadamente os momentos fletores longitudinal (valores médio, r.m.s. e pico) e transversal (r.m.s. e pico) na base da chaminé. Os gráficos apresentam as estatísticas dos momentos em função da velocidade no topo do modelo. O objetivo é esclarecer os efeitos de vizinhança na resposta dinâmica. Os resultados obtidos dão conta que, para a quase totalidade das direções de incidência do vento, o maior momento fletor longitudinal não ultrapassa os 60MNm na base da chaminé. Este resultado seria, portanto, inferior àquele estimado em 67MNm na análise teórica (item 6.1.3, Figuras 18 e 19). Verifica--se, contudo, que para a direção do vento igual a 90º este momento longitudinal máximo já atinge os 60MNm para a velocidade (no topo) da ordem de 28m/s. Para o ângulo de 345º verifica-se a ocorrência de um fenômeno de ressonância com o desprendimento de vórtices alternados excitando o segundo modo de vibração livre da estrutura. Este fenômeno decorre da baixa frequência natural de vibração livre no segundo modo, associada à presença das duas chaminés menores a barlavento. O momento fletor na base, sobrepondo-se respostas longitudinal e transversal, pode chegar a 100 MNm nos instantes em que as amplitudes máximas ocorram simultaneamente.

6. Análise teórica da chaminé

6.1 Resposta na direção do vento

Para a aplicação da metodologia exposta na seção anterior à chaminé de 150 m de altura, adota-se os seguintes parâmetros de



Comparação entre a abordagem por rajada estática e pelo método dinâmico, para a chaminé isolada com coeficientes aerodinâmicos de norma

definição do vento atuante: V₀ = 30 m/s, S₁ = 1,0, S₂ = 1,1 e as categorias de terreno são a II e a III. Aplicando-se essas especificações às Equações 17, 18 e 21, obtém-se os seguintes parâmetros de análise: T_{gust} = 28,6 s, $\bar{v}_{T,topo}$ = 39.3 m/s σ_v = 5.12 m/s. Esses parâmetros são usados para a determinação das forças aerodinâmicas pelo método estático, apresentados neste relatório apenas para fins comparativos, dado que o método dinâmico conduz a forças significativamente maiores.

Adotou-se um amortecimento estrutural β = 1% (razão de amortecimento crítico) para os dois primeiros modos. Ao se aplicar a metodologia apresentada na seção 2, tem-se os seguintes parâmetros característicos das respostas no primeiro modo de vibração: f_v = 0.24 Hz, M_v = 2.82 ×10⁵ kg e K_v = (2 π f_v)² M_v = 6.59 ×10₅ N/m.

6.1.1 Chaminé isolada com coeficientes aerodinâmicos da NBR-6123

A primeira análise a ser representada considera a chaminé isolada, bem como coeficientes de arrasto iguais a 0,6 ao longo de toda a sua altura. A aplicação da metodologia apresentada na seção 2 conduz aos seguintes resultados no primeiro modo de vibração para a parte flutuante: $\sigma_u = 0.0749$ m, v = 0.206 Hz, $g_{\tau} = 3.29$ e u_{k,peak} = 0.246 m. O diagrama comparativo de momentos fletores calculados para os métodos estático e dinâmico da NBR-6123 está apresentado na Figura 16.

6.1.2 Chaminé isolada com coeficientes aerodinâmicos obtidos no túnel de vento

Asegunda análise considera a chaminé isolada, no entanto com coeficientes aerodinâmicos obtidos em ensaios em túnel de vento. Aaplicação da metodologia da seção 2 conduz aos seguintes resultados no primeiro modo de vibração para a parte flutuante: σ_u = 0.0804 m, v = 0.206 Hz, g_T = 3.29 e u_{k,peak} = 0.264 m. O diagrama comparativo



Figura 17

Comparação entre a abordagem por rajada estática e pelo método dinâmico, para a chaminé isolada com coeficientes aerodinâmicos obtidos do túnel de vento

de momentos fletores calculados para os métodos estático e dinâmico da NBR-6123 está apresentado na Figura 17.

6.1.3 Chaminé com vizinhança com coeficientes aerodinâmicos obtidos no túnel de vento

A terceira e última análise a ser apresentada considera a chaminé com vizinhança, sendo os coeficientes aerodinâmicos obtidos



Figura 18

Momentos na base para a chaminé com vizinhança, com coeficientes aerodinâmicos obtidos do túnel de vento. Observar pior caso com incidência a 60 graus



Comparação entre a abordagem por rajada estática e pelo método dinâmico, para a chaminé com vizinhança, com coeficientes aerodinâmicos obtidos do túnel de vento

em ensaios em túnel de vento. Neste caso, torna-se importante a direção de incidência do vento, que determina a magnitude dos efeitos de vizinhança conforme a geometria das edificações que se posicionam a barlavento. A Figura 18 mostra o momento na base da chaminé em função desta direção de incidência, e justifica a escolha da direção de 60 graus como sendo o pior caso. Os resultados apresentados a seguir são todos referidos a essa direção de incidência. A aplicação da metodologia apresentada na seção 2 conduz aos seguintes resultados no primeiro modo de vibração para a parte flutuante: $\sigma_u = 0.0977$ m, v = 0.207 Hz, $g_T = 3.29$ e $u_{k,peak} = 0.322$ m. O diagrama comparativo de momentos fletores calculados para os métodos estático e dinâmico da NBR-6123 está apresentado na Figura 19.

6.2 Resposta transversal devida ao desprendimento de vórtices

Ao se aplicar os parâmetros f_n = 0.24 Hz e D = 5.1 m na Equação 46 do método da Norma Canadense, obtém-se V_{H} = 6.12 m/s, que representa a velocidade em que o desprendimento de vórtices causa o máximo efeito ressonante. Assim, a pressão dinâmica correspondente resulta em $q_{\rm H}$ = 23 N/m². Como tal estrutura se enquadra no caso "muito esbelta" e com velocidade crítica baixa, as constantes C₁ e C₂ têm valores de 6 e 1,2, respectivamente. A razão de amortecimento crítico utilizada β = 0.01 e a esbeltez λ = 29.4. A massa por unidade de comprimento do terço superior da chaminé M = 9520 kg/m e ρ = 1.226 kg/m³. De posse desses parâmetros, a Equação 47 resulta em uma força estática equivalente (agindo no terço superior) F₁ = 1680 N/m, ou seja, 84 kN aplicados a 125 metros a partir da superíficie, que produz um momento fletor na base de 10500 kNm. Tal valor não supera os esforços produzidos pela ação longitudinal do vento na velocidade de projeto. É importante ressaltar que estes resultados são válidos para a estrutura isolada e que a vizinhança pode causar alterações nestes valores, não existindo procedimentos analíticos capazes de prever estes efeitos.

7. Comentários finais e conclusões

Observa-se que, excetuando-se a incidência de 345°, os esforços calculados através da NBR-6123 e da NBC-1990 não são superados nos ensaios em túnel de vento. Deve-se ressaltar que a versão atual da norma brasileira só apresenta uma metodologia para a determinação da resposta devida à turbulência atmosférica, sem possibilitar a estimativa da resposta transversal por desprendimento de vórtices. Isto justifica a proposição de uma nova metodologia para a norma brasileira que seja capaz de contemplar os dois tipos de respostas aqui referidos, tanto para estruturas metálicas quanto de concreto armado. Tal metodologia já está em fase de elaboração (Grala [24]) e deve ser implementada na nova versão da NBR-6123, atualmente em fase de revisão.

Com relação à não adequação das metodologias normativas para o ângulo de incidência de 345°, ou seja, quando há evidente influência dos efeitos de vizinhança, conclui-se que somente ensaios em túnel de vento, com a simulação correta das características dos ventos naturais, são capazes de prever a resposta da estrutura. As metodologias normativas apresentadas são válidas somente para estruturas isoladas ou em configurações construtivas que não sofram influências aerodinâmicas significativas de estruturas vizinhas. É importante ressaltar que, no caso dos ensaios do modelo rígido com vizinhança, a incidência do vento que apresentou os maiores valores dos coeficientes aerodinâmicos foi 60 graus. Já para o ensaio aeroelástico, a incidência mais nociva foi para o ângulo de 345 graus. Enquanto a NBR-6123 não é atualizada, uma alternativa para o projeto da estrutura baseando-se nos métodos atuais seria a consideração da influência da direção do vento na determinação da velocidade de projeto. A NBR-6123 apresenta velocidades básicas que não levam em conta este fator direcional. A disponibilidade de dados meteorológicos que indiquem ser os ventos extremos não oriundos da pior direção aerodinâmica poderia, eventualmente, justificar a aceitação das condições de segurança estrutural. Porém, este procedimento é válido somente para ventos fortes oriundos de tormentas EPS (Loredo-Souza [28]), não podendo ser aplicado para ventos fortes oriundos de tormentas TS (Loredo--Souza et al. [29] e [30]). Estudos recentes demonstram que as maiores velocidades do vento no Brasil são oriundas de tormentas TS (Vallis et al. [31]). O Nordeste brasileiro, entretanto, apresenta as menores incidências deste tipo de evento meteorológico.

8. Referências bibliográficas

- DALY, A. The response of chimneys to wind-induced loads and the evaluation of the resulting fatigue damage. Tese (Doutorado em Engenharia) – Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario, London (Canada). 1986.
- [2] VICKERY, B. J.; BASU, R. I. Across-wind vibrations of structures of circular cross-sections. Part I. Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 12, 1983a; p.49-73.

- [3] VICKERY, B. J.; BASU, R. I. Simplified approaches to the evaluation of the across-wind response of chimneys. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 14, 1983b; p.153-166.
- [4] VICKERY, B. J.; BASU, R. I. The response of reinforced concrete chimneys to vortex shedding. Engineering Structures, [S. I.], vol. 6, 1984; p.324-333.
- [5] BASU, R. I.; VICKERY, B. J. Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part II. Development of a mathematical model for full-scale application. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 12, 1983; p.75-97.
- [6] RUSCHEWEYH, H. Vortex Excited Vibrations. *In*: SOCKEL, H. (Ed.). Wind-Excited Vibrations of Structures, International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, n. 335, New York: Springer-Verlag Wien, 1994. p. 51-84.
- [7] BÊNIA, M. C. D. Determinação dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de edifícios altos sob a ação do vento. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2013.
- [8] TAMURA, Y.; KIM, Y. C.; KIKUCHI, H.; HIBI, K. Correlation and combination of wind force components and responses. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 125, 2014; p.81-93.
- [9] MANNINI, C.; MARRA, A. M.; BARTOLI, G. VIV-gallopping instability of rectangular cylinders: review and new experiments. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 132, 2014; p.109-124.
- [10] DONGMEI, H.; LEDONG, Z.; QUANSHUN, D.; XUE, Z.; WEI, C. Aeroelastic and aerodynamic interference effects on a high-rise building. Journal of Fluids and Structures, Amsterdam, vol. 69, 2017; p.355-381.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. NBR-6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [12] NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA. National Research Council of Canada, Associate Committee on the National Building Code, Ottawa, NRCC No. 23178, 1990.
- [13] EUROCÓDIGO 1. Actions on structures Part 1-4: General Actions – Wind Actions EN 1991-1-4, The European Standard, 2010.
- [14] CICIND. Model code for steel chimneys. Zurich, 2002.
- [15] BLESSMANN, J. Aerodinâmica das Construções. Porto Alegre: Editora Sagra, 2ed., 1990.
- [16] ROSHKO, A. Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds numbers. Journal of Fluid Mechanics, Cambridge, v. 10, 1961; p. 345-356.
- [17] FLACHSBART, O. Results from 1929 experiment article by H. Muttray. Handbook Experimental-physik, 4, part 2 (Leipzig), 316, 1932.
- [18] FAGE, A.; FALKNER, V. M. Further experiments on the flow around a circular cylinder. London, Aeronautical Research Committee, (Reports and Memoranda – 1369), 1931, 26p.
- [19] SCRUTON, C.; ROGERS, E. W. E. Steady and Unsteady Wind Loading of Building and Structures. In: Phil. Trans. Roy. Soc., London A269, 1971; p. 353-383.

- [20] OKAMOTO, T.; YAGITA, M. (1973). The experimental Investigation on the flow past a circular cylinder of finite length placed normal to the plane surface in a uniform stream. Bull. JSME, vol.16, 1973; p.805-814.
- [21] COOK, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures. Part 2: Static Structures. (Building Research Establishment). London, UK, 1990.
- [22] GOULD, R. W. E.; RAYMER, W. G. E.; PONSFORD, P. J. Wind tunnel tests on chimneys of circular section at high Reynolds numbers. Proceedings Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Loughborough University of Technology, Loughborough, UK, 1968.
- [23] BASU, R. I. Aerodynamic forces on structures of circular cross-section. Part II. The influence of turbulence and threedimensional effects. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol. 24, 1986; p.33-59.
- [24] GRALA, P. Estudo das metodologias para o cálculo da resposta de estruturas cilíndrico circulares frente ao fenômeno de desprendimento de vórtices: proposta atualizada para a NBR-6123. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2016.
- [25] PALUCH, M. J., LOREDO-SOUZA, A.M. e RIERA, J.D. Vibrações transversais de torres e chaminés de concreto armado devido ao desprendimento de vórtices – propostas para a NBR-6123. *In*: Anais do 47° Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.
- [26] SANTOS, M. L., PFEIL, M. S. Vortex-induced vibrations of circular section towers. *In:* Proceedings of the 14th International Conference on Wind Engineering, 2015.
- [27] BLESSMANN, J. The Boundary Layer Wind Tunnel of UFRGS. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 10, 1982; p. 231-248.
- [28] LOREDO-SOUZA, A. M. Meteorological events causing extreme winds in Brazil. Wind and Structures, vol. 15, n. 2, 2012; p.177-188.
- [29] LOREDO-SOUZA, A. M., LIMA, E. G., VALLIS, M. B., RO-CHA, M. M., WITTWER, A. R., OLIVEIRA, M. G. K. Fullscale downburst damage versus boundary layer wind tunnel pressures: a survey analysis. *In:* Proceedings of the 8th International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications. Northeastern University, Boston, Massachussetts, USA, 2016.
- [30] LOREDO-SOUZA, A. M., LIMA, E. G., VALLIS, M. B., RO-CHA, M. M., WITTWER, A. R., OLIVEIRA, M. G. K. Downburst related damages in Brazilian buildings: are they avoidable?. *In:* Proceedings of the International Workshop on Wind-Related Disasters and Mitigation, Sendai, 2018.
- [31] VALLIS, M. B., LOREDO-SOUZA, A. M., WATRIN, L. C., BÊ-NIA, M. C. D. Extreme winds east of the Andes. *In*: Proceedings of Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Lima, 2018.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Effect of nano-silica on Portland cement matrix

Efeito da nanossílica na matriz de cimento Portland

T. M. MENDES a thiagomendes@utfpr.edu.br https://orcid.org/0000-0002-6907-0272

W. L. REPETTE ^b wellington.repette@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-0697-2794

Abstract

The use of nano-particles is a current trend that may play an important role for improving the mechanical performance of Portland cement. The aim of this study is to evaluate the effect of nano-silica on Portland cement matrix. The particle size distribution of Portland cement matrix was modified by the incorporation of 11, 6.2, 3.1, 1.7, 0.85 and 0.42 wt.% of nano-silica. The water demand and the consumption of dispersant were adjusted, and the rheological properties of suspensions were analyzed through rotational rheometry. The mechanical performance of studied mixtures was evaluated by the compressive strength. The pore size distribution was measured by mercury intrusion porosimetry (MIP), and the hydration was analyzed through X-ray diffractometry. The rheological behavior presented a considerable changed, as a consequence of high specific surface area of nano-particles. The optimum content of nano-silica, or the smaller quantity of nano-particles, that leads to the maximum strength gain, varied according to the water to solids ratio. An increasing on the hydration and a pore refinement were obtained due to the use of silica nanoparticles. The particle's packing and the pozzolanic reaction were the two main effects of nano-silica on the microstructure of Portland cement matrix.

Keywords: rheology, compressive strength, mercury intrusion porosimetry, X-ray diffraction.

Resumo

O uso de nanopartículas é uma tendência recente que pode assumir um papel importante para melhorar o desempenho mecânico do cimento Portland. O objetivo deste estudo é avaliar o efeito da nanossílica na matriz de cimento Portland. A distribuição do tamanho das partículas da matriz de cimento Portland foi modificada pela incorporação de 11, 6.2, 3.1, 1.7, 0.85 a 0.42%, em massa, de nanossílica. A demanda de água e o consumo de aditivo dispersante foram ajustados, e as propriedades reológicas das suspensões foram analisadas por meio de reometria rotacional. O desempenho mecânico das misturas foi avaliado pela resistência à compressão. A distribuição do tamanho dos poros foi medida por porosimetria de intrusão de mercúrio, e a hidratação foi analisada por difratometria de raios-X. O comportamento reológico apresentou uma mudança considerável, como consequência da elevada área superficial específica das nanopartículas. O teor ótimo de nanossílica, ou a menor quantidade de nanopartículas, que leva ao maior ganho de resistência, variou de acordo com a relação água/sólidos. Um aumento na hidratação e o refinamento dos poros foram obtidos pelo uso da nanossílica. O efeito de empacotamento e a pozolanicidade são os principais efeitos da nanossílica na microestrutura da matrix de cimento Portland.

Palavras-chave: reologia, resistência à compressão, porosimetria de intrusão de mercúrio, difração de raios-X.

Technological Federal University of Parana, Department of Environmental Engineering, Londrina, PR, Brazil;
 Federal University of Santa Catarina, Department of Civil Engineering, Florianopolis, SC, Brazil.

Received: 01 Sep 2017 • Accepted: 20 Nov 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introduction

The Portland cement is widely used as a building material, with a production of more than 4.3 billions of tons in 2014 [1], albeit with the increasing environmental impacts, mainly by the emission of CO_2 and the consumption of non-removable raw materials. The use of nanoparticles is a current trend, which may play an important role for an efficient using of this binder. Comparing mixtures with and without nano-silica, many researches demonstrated a gain on the compressive strength of mixtures formulated with silica nano-particles [2-8].

The improvement on mechanical properties of these materials is mainly related to the packing effect and the pozzolanic reaction of nano-silica. Ghafari et al. [3] discussed a reduction on the porosity and a pore refinement for mixtures containing nano-silica, both determined by Mercury Intrusion Porosimetry (MIP). Further, Givi et al. [4] and Haruehansapong *et al.* [5] published similar results for concrete containing nano-silica or nano-titanium. The above results are similar to those reported by Zhang and Li [6] for water absorption. Yu et al. [7] evaluated the pozzolanic reaction of nanosilica, considering the higher mass loss from hydrated products (CSH/CAH), and the consumption of calcium hydroxide Ca(OH)₂. These hydration products were measured by thermo-gravimetry. Rong *et al.* [8] reported similar results, investigating the reduction of calcium hydroxide peak, measured by X-ray diffraction.

The rheological behavior of suspensions was also modified due to the incorporation of silica nano-particles, presenting a considerable reduction in the workability, and in the fluidity, according to Zapata *et al.* [9] and Berra *et al.* [10]. A consequence of the increasing in the apparent yield stress and viscosity [11,12], was the higher water demand of mixtures containing nano-silica, as demonstrated by Quercia *et al.* [13]. The aim of this research is to evaluate the effect of nano-silica on Portland cement matrix.

2. Materials and experimental program

A Portland cement CPV-ARI Votorantim (CPV) was employed as



Figure 1 Portland cement diffractogram

binder, the nano-silicas CEMBINDER 8 (nS_1), CEMBINDER 30 (nS_2) and CEMBINDER 50 (nS_3) Akzo Nobel were also employed as raw materials. The chemical composition of raw materials was measured on molten samples, using fluorescence spectrometer P'ANalytical Axios Advanced. The Specific Surface Area (SSA) was measured by gas adsorption (B.E.T.) using equipment BELSORP MAX. The real density was determinated by picnometry of liquids. The Table [1] presents the physical and chemical properties of raw materials. The densities of nano-silicas nS_1 , nS_2 and nS_3 were calculated from density and mass concentration of suspensions: 1.4 g/ cm³ and 50%, 1.10 g/cm³ and 30%, 1.05 g/cm³ and 10%, respectively, resulting in 2.33, 2.25 and 2.54 g/cm³. A Poly-carboxylic acid (PC) BASF ADVA 505 was employed as dispersant additive.

The Figure [1] shows the diffractogram of Portland cement CPV, which displays the phases: Alite (3CaO.SiO₂), Belite (2CaO.SiO₂), Tri-calcium aluminate (3CaO.Al₂O₃), Tetra calcium ferro-aluminate (4CaO.Al₂O₃Fe₂O₃), and Gypsum (Ca.SO_{4.10}H₂O) [14].

The particle size distribution of Portland cement was determined with a laser granulometer Malvern 2200. The particle size

Table 1

Physical and chemical properties of raw-materials

Raw material	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	L.I.	SSA (m²/g)	Density (g/cm³)
P. Cement (CPV)	23.6	6.60	3.09	52.6	5.86	2.26	5.24	1.25	3.05
Nano-silica 1 (nS1)	99.9	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	47.3	2.33
Nano-silica 2 (nS ₂)	99.9	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	88.9	2.25
Nano silica 3 (nS ₃)	99.9	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	44.6	2.54

Table 2

Composition of mixtures (wt.%)

Mixtures	11 nS	6.2 nS	3.16 nS	1.7 nS	0.85 nS	0.42 nS
CPV	89.00	93.8	96.84	98.30	99.15	99.58
nSı	6.26	4.49	1.95	0.64	0.32	0.16
nS_2	2.73	1.32	0.94	0.80	0.40	0.20
nS₃	1.99	0.38	0.26	0.27	0.13	0.06
ΣnS	11.0	6.20	3.16	1.70	0.85	0.42


Figure 2 Particle size distribution of mixtures

distribution of nano-silicas was measured by Dynamic Laser Scattering (DLS), using Microtac Nano-Flex equipment. The particle size distributions of mixtures was adjusted by Equation A [15, 16] applying: $D_L = 100 \ \mu m$; $D_S = 0.001 \ \mu m$ (1nm); and the distribution coefficients q = 0.37, 0.50, 0.55 and 0.61. The Table [2] exhibits the compositions of these formulations, which contain 11, 6.2, 3.16 and 1.7 *wt*.% of nano-silicas, respectively. For mixtures containing 0.85 and 0.42 *wt*.% of nano-silicas, rates were obtained by dividing each nano-silica amount of the previous formulation by 2. The Figure [2] presents the particle size distribution of studied mixtures.

$$CPFT = \left[\frac{(D_P^q - D_S^q)}{(D_L^q - D_S^q)}\right]$$
(1)

where:

CPFT - cent percent finer than (%);

 D_{P} – Particle diameter (µm);

- D_{s} Particle diameter of smaller particle (µm);
- D_{i} Particle diameter of larger particle (µm);

```
q – coefficient of distribution;
```

The water to solids ratio (w/s) and the dispersant (PC) content were adjusted in order to obtain a rheological behavior compatible with molding by casting. The Table [3] presents all studied formulations. The inter particle separation (IPS) were calculated from these results and are described in Table [3]. The volumetric concentration of suspensions (Vs) was calculated from water and solids contents; volumetric surface area (VSA) was calculated from product of specific surface area (SSA) and density of compositions, following Funk and Dinger [15]. The initial porosity (P_o) was estimated applying the linear packing model developed by Yu and Standish [16] and Yu et al. [17].

The suspensions of nano-silica and the dispersant were previously diluted with deionized water. The mixing of paste was conducted in a laboratory mixer applying the following process: (i) dry powder was added to the recipient and mixed at 60 rpm during 60s; (ii) 2/3 of the suspension (water + dispersant + nano-silica) was added and mixed at 60 rpm during 120s; (iii) 1/3 of the suspension (water + dispersant + nano-silica) was mixed at 60 rpm during 120s. The rheogram was measured 30 seconds after mixing, using a concentric cylinders geometry. The tests were carried for 10 g of paste and shear rates varied between 10 and 100 rpm. All these tests were done at 23°C. The Bingham model was applied to calculate the apparent yield stress and viscosity of suspensions.

Height cylindrical samples (2:5 cm) were molded and manually compacted in order to avoid molding defects. Samples were kept at room temperature (22°C) during 24 hours, and during 18 hours immersed in water at 85°C. The upper face of specimens was sliced, resulting in a cylindrical specimen (2:4 cm). The compressive strength was measured from six specimens, applying a loading rate of 2.5 MPa/s. The pore size distribution of mixtures was measured by mercury intrusion porosimetry, using a Micrometrics Pore Size equipment (contact angle = 140°). The samples were milled and sieved in a 200 mesh (75 μ m), the diffractogram of randomly oriented sample was obtained with a Philips MPD1880 X-ray diffractometer (Cu 40 kV 30 mA K α 2 θ = 5-70° - 0.2°/s).



Figure 3 Effect of inter-particle separation (IPS) on rheological properties

Ta	bl	е	3	
-				

\sim						~	
$($ $\sim m$	nocition	and	nhveinal	obaraat	Cricticc	OT CLICK	SODOLODO
	DOSITION	ana	DIIVSICU		EII2IIC2	OI SUSI	

Mixture	PC	w/s	Vs	VSA	PO	IPS (nm)
11 nS	12.0	0.39	45.92	22.34	36.88	26.57
6.2 nS	10.0	0.28	53.72	14.20	33.31	25.50
3.16 nS	4.00	0.27	56.24	9.61	31.22	33.73
1.7 nS	3.00	0.23	56.10	7.40	30.22	47.22
0.85 nS	4.00	0.20	61.43	5.67	29.63	36.52
0.42 nS	6.00	0.24	56.99	4.80	29.33	70.81

3. Results and discussions

The Figure [3] shows the rheological properties of pastes formulated with Portland cement CPV and nano-silica. The suspension's yield stress presents a direct relation with the content of nano-silica or with the volumetric surface area (VSA), as seen on the Table [3]. The addition of nano-silica reduces the interparticle separation (IPS), and consequently an increasing tendency on suspension yield stress and viscosity was observed. Results are similar to those reported by Senff et al. [11] e Hou et al. [12] for mixtures containing silica nano-particles considering these same rheological properties. Flatt and Bowen [18] restricted to Van der Walls the forces for modeling the yield stress of ceramic suspensions, which is inversely proportional to the inter particle separation (1/IPS²). Pileggi et al. 2000 [19] presents the concept of particle crowding index (PCI), which relates the inter-particle separation (IPS) and the diameter of particles. This index presented a direct relationship with the viscosity of ceramic suspensions.

The Figure [4] shows the compressive strength of mixtures containing Portland cement CPV and nano-silica, the adjusting of surface was obtained by linear interpolation. The effect of water/solids and content of nano-silica was plotted shows that the optimum nano-silica content varies according to the water to solids ratio. Yazdanbakhsh and Grasley [20] suggested that the theoretical maximum achievable dispersion of nanoinclusions varies according to water contend in cement pastes. Isfahani *et al.* [21] presented results those confirm this hypothesis, for mixtures formulated with water to binder ratio of 0.5, 0.55 and 0.65. Published results by Mendes *et al.* [2] shows the same value for the optimum content of nano-silica for two different mixtures, containing 10 and 20 *wt.*% of silica fume, but both formulated with a water/powder 0.27. The limit of solubility of the nanosilica into the cementiteous matrix also depends on the particle size of nano-dispersions.

The Figure [5] shows the pore size distribution of mixtures formulated with Portland cement CPV and nano-silica; open porosity (P_o) presents a reduction tendency as water/powder ratio and the content of nano-silica decreases. The capillary pores (0,01-1 µm) and the pores of air-entrapped bubbles (10-1000 µm) are observable for all studied formulations. All mixtures presented a gapped pore size distribution. For the nanometric pores (< 100 nm or 0,1 µm), mixture containing 3 wt.% of nano-silica shows the finer nanometric porosity, and the size distribution of nano-pores varied according to the content of nano-silica. A modification on the pore structure at nanometric scale of Portland cement matrix was achieved. This refinement of pores for mixtures containing nano-silica indicated the combined effect of the particle packing and hydration products (CSH/CAH/CH) on microstructure, mainly for pores smaller than 10 nm or 0,01 µm. The Figure [6] shows X-ray diffraction results of cement pastes containing nano-silica. For the mixture containing 3 wt.% of nano-silica, the Alite phase (C₃S) showed the minimum value for the peak at $2\theta = 29.5^{\circ}$ [14]. Due to the hydration reaction [7,8], and confirmed by the increasing on pores smaller than 10 nm. The peak of calcium hydroxide (CH) at $2\theta = 18.1^{\circ}$ [14], also presented a considerable intensity when compared to the initial diffractogram of Portland cement CPV, without Portlandite [14]. As a consequence of the nucleation and the pozzolanic reaction of silica nanoparticles. The calcium/silica ratio (Ca/Si) of these compositions varies from 2.0 for the mixture containing 1.7 wt.% of nano-silica to 1.4 for the composition containing 11 wt.% of silica nano-particles. This variation shall modify the stoichiometric structure of calcium silicate hy-



Figure 4 Effect of water/solids ratio and content of nano-silica on compressive strength

drates (C-S-H), as demonstrated by Hara and Inoue [22] for colloidal silica and calcium hydroxide suspensions, and the consumption of calcium hydroxide from pozzolanic reaction.

4. Conclusion

The main effect of nano-silica on rheological behavior of Portland cement matrix is to reduce the inter-particle separation, increasing the apparent yield stress and viscosity of suspensions, due to the high specific surface area of nano-particles. As consequence, the increasing on the water demand and on the consumption of dispersant, were needed.

Considering the compressive strength of Portland cement matrix,

the optimum content of nano-silica varies according to the water/ solids ratio. For large amount of nano-silica, the increasing on the water demand leads to a reduction on the compressive strength. The effects of nano-silica on the microstructure of Portland cement matrix are the increasing on the hydration reaction and the pore refinement, due to the pozzolanic reaction and packing effect of nanoparticles. Allowing the modifying of microstructure at a nanometric scale.

5. Acknowledgements

The authors acknowledge the Araucária Foundation and the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel



Figure 5

Pore size distribution and Porosity (PO) of mixtures (a) 11 nS; (b) 6 nS; (c) 3 nS; (d) 1.7 nS



Figure 6

Diffractograms (a) 11 nS; (b) 6 nS; (c) 3 nS; (d) 1.7 nS

(CAPES). The authors also acknowledge the Microstructure Laboratory of the University of São Paulo (LME / USP), the Laboratory of Nanotechnology Applied to Building Materials (Nanotecnologia / UFSC) and the Laboratory of Nanotechnology of the University of São Paulo (LME / USP). Applied Nuclear Physics of the State University of Londrina (LFNA / UEL).

6. References

- [1] CEMBERAU. Activity Report. (2014). Bruxelas: s.n., 2014, 44p. Available at <u>www.cemberau.org</u>
- [2] MENDES, T.M., REPETTE, W.L., P.J. REIS. Effect of nano-silica on mechanical properties and microstructure of

ultra high strength concretes. Cerâmica, v. 63, n.367, 2017, p. 387-394.

- [3] GHAFARI, E., COSTA, H., JULIO, E., PORTUGAL, DURÕES A., L. The effect of nanosilica addition on flowtability, strength and transport properties of ultra high performance concrete. Materials and Design, v. 59, 2014, p. 1-9.
- [4] GIVI, A., RASHID, S., AZIZ, F., SALLEH, M. The effects of lime solution on the properties of SiO₂ nanoparticles binary blended concrete. Composites: Part B, v. 42, n.3, 2011, p. 562-569.
- [5] HARUEHANSAPONG, S., PULNGERN, T., CHUCHEEP-SAKUL, S. Effect of the particle size of nano-silica on the compressive strength and the optimum replacement content

of cement mortar containing nano-SiO $_2$. Construction and Building Materials, v.50, 2014, p. 471-477.

- [6] ZHANG, M., LI, H. Pore structure and chloride permeability of concrete containing nano-particles for pavement. Construction and Building Materials, 2011, v.25, n.2, p 608-616.
- [7] YU R., SPIESZ, P., BROUWERS, H.J.H. Effect of nanosilica on the hydration and microstructure development of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) with a low binder amount. Construction and Building Materials, v. 65, 2014, p. 140-150.
- [8] RONG, Z., SUN, W., XIAO, H., JIANG, G. Effects of nano-SiO₂ particles on the mechanical and micro-structural properties of ultra-high performance cementitious composites. Cement and Concrete Composites, v. 56, 2015, p. 25-31.
- [9] ZAPATA, L. E., PORTELA, G., SUÁREZ, O.M., CARRAS-QUILO, O. Rheological performance and compressive strength of superplasticizer cementitious mixtures with micro/nano-SiO2 additions. Construction and Building Materials, v. 41, 2013, p. 708-716.
- [10] BERRA, M., CARASSITI, F., MANGIALARDI, T., PAOLINI, A.E., SEBASTIANI, M. Effects of nanosilica addition on workability and compressive strength of Portland cement pastes. Construction and Building Materials, v. 35, 2012, p. 666-675.
- [11] SENFF, L., LABRINCHA, J.A., FERREIRA, V.M., HOTZA, D., REPETTE W.L. Effect of nano-silica on rheology and fresh properties of cement pastes and mortars. Construction and Building Materials, v. 23, n.8, 2009, p. 2487-2491.
- [12] HOU, P., KAWASHIMA, S., WANG, K., CORR, D.J., QIAN, J., SHAH, S.P. Effects of colloidal nano-silica on rheological and mechanical properties of fly ash-cement mortar. Cement and Concrete Composites, v. 35, n.1, 2013, p. 12-22.
- [13] G. QUERCIA, G. HUSKEN, H.J.H. BROWERS. Water demand of amorphous nano silica and its impact on the workability of cement paste. Cement and Concrete Research, v.42, n.2, pp. 344-357, 2012.
- [14] AM. SOC. TEST. MATER. "Standard method for determination of the proportion on phases of Portland cement and Portland cement clinker using powder diffraction analysis", C1365, 2011, 10p.
- [15] FUNK, J.E., DINGER, D. Predictive Process Control of Crowed Particulate Suspension. Massachusetts, USA, 1994, 786p.
- [16] YU, A.B., STANDISH, N. Estimation of the porosity of particle mixtures by a linear-mixture packing model. Ind. Eng. Chem. Res. v.30, n.6, 1991, p. 1372-1385.
- [17] YU, A.B., FENG, C., ZOU; R., YANG, P. On the relationship between porosity and interparticle forces. Powder Technology, v.130, 2003, p. 70-76.
- [18] FLATT, R.J., BOWEN, P. Yodel: A Yield Stress Model for Suspensions. Journal of American Ceramic Society, v. 89, n.4, 2006, p. 1244-1256.
- [19] PILLEGI, R.G., STUDARD, A.R., PANDOFELLI, V.C. Um modelo para previsão da viscosidade mínima de suspensões cerâmicas. Cerâmica, v.46, n.299, 2000, p. 160-165.
- [20] YAZDANBAKHSH, A., GRASLEY, Z. The theoretical maximum achievable dispersion of nanoinclusions in cement

paste. Cement and Concrete Research, v.42, n.6, 2012, p. 798-804.

- [21] ISFAHANI, F.T., RADAELLI, E., LOLLINI, F.; BERTOLINI, W., LI, L. Effects of Nanosilica on Compressive Strength and Durability Properties of Concrete with Different Water to Binder Ratios. Advances in Materials Science and Engineering, 2016. http://dx.doi.org/10.1155/2016/8453567.
- [22] HARA, N., INOUE, N. Formation of jennite from fumed silica. Cement and Concrete Research, v.10, 1980, p. 677-682.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Study about concrete with recycled expanded polystyrene

Estudo de concreto com poliestireno expandido reciclado

C. H. R. CARVALHO * carlos.carvalho@ufu.br https://orcid.org/0000-0003-1226-687X

L. A. C. MOTTA a lacastro@ufu.br https://orcid.org/0000-0002-1597-2297

Abstract

This work studied the properties of lightweight concretes with addition of expanded polystyrene (EPS) for structural walls applications. EPS for being a material produced on a large scale and has low density, produces a large volume of waste. These residues are not reused, especially in Brazil. Given that, in order to perform a comparison of the performance of concrete with adding of EPS in pearls and recycled, it have been manufactured five concrete types, a control without addition of EPS and four other samples with two different percentages of EPS. The mechanical (compressive strength) and physical (density, voids content, absorption by immersion and capillarity) properties were evaluated, and tests were carried out to evaluate the thermal performance of the mixtures studied. The concretes with EPS presented compressive strength less than the reference concrete, however, the absorption for capillarity and thermal properties was better in concretes with EPS. It is concluded that it is feasible to replace the EPS in pearls by recycled EPS, due to the close results found.

Keywords: EPS concrete, recycled EPS, structural walls, thermal behavior.

Resumo

O concreto leve obtido com adição de partículas de poliestireno expandido (EPS) é conhecido como concreto com EPS. Estudaram-se neste trabalho as propriedades de concretos com adição de EPS para uso em paredes estruturais. O EPS por ser um material produzido em larga escala e possuir baixa densidade, produz um grande volume de resíduos. Esses resíduos são pouco reaproveitados, principalmente no Brasil. Diante disso, a fim de realizar uma comparação do desempenho do concreto com a adição de EPS em pérolas e o reciclado, foram fabricados cinco tipos de concretos, o primeiro de controle sem a adição de EPS e os outros quatro com duas porcentagens diferentes de EPS. Foram avaliadas as propriedades mecânicas (resistência à compressão), físicas (massa específica, índice de vazios, absorção por imersão e por capilaridade) e foram realizados testes para avaliar o desempenho térmico das misturas estudadas. Os concretos com EPS apresentaram resistência à compressão inferior ao concreto referência, entretanto, o desempenho quanto à absorção por capilaridade e às propriedades térmicas foi melhor nos concretos com EPS. Conclui-se também que é viável a substituição do EPS em pérolas por EPS reciclado, devido às proximidades nos resultados encontrados.

Palavras-chave: concreto com EPS, EPS reciclado, paredes estruturais, comportamento térmico.

Received: 26 Sep 2017 • Accepted: 26 Sep 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

^a Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Uberlândia, Brasil.

1. Introduction

Usually, the lightweight concrete designation is used to identify concretes with porous structure, generally based on hydraulic binders, with density lower than traditional concrete, that can be obtained with the use of lightweight aggregates, with the incorporation of air (cellular concrete) or without filler [1].

In addition to the technical and economic issues, the choice of building materials is also based on the environmental aspects of the implementation and use of the materials, in this sense, the lightweight concrete can provide, in its lower density, decreased reinforcement, energy used in transportation and in the constructive process. Due to its ability to heat insulation, it lowers energy consumption in thermal conditioning of buildings, when used in external seals [2].

Yet on this environmental issue, industrialized materials mobilize vast financial resources, consume a huge amount of energy, generate great amounts of waste that in large majority are not reused, causing permanent pollution, besides to the consumption of nonrenewable raw materials.

According to Leite [3], there are many sources that generate waste in construction. For example, the waste of materials that could be reused in construction, but instead, leave the site in form of rubble that contribute in the volume of waste generated. Hence the importance of researching for new materials to manufacture concrete from unconventional methods, mostly recyclable.

Expanded polystyrene (EPS), can fit between these new materials to replace the aggregate in the concrete, in addition to the traditional materials: cement, natural aggregates and water, may contain additives and other additions, including fibers. As the EPS is formed by approximately 95% to 98% air, it works pretty much like developer agent of voids.

According to Monteiro [4], in Brazil were produced 55000 tons of EPS in the year 2007 and other 2000 tons were imported with electronic equipment and different goods brought from abroad. In 2008 were produced in Brazil about to 62900 tons of expanded polystyrene (EPS) and about 20000 tons of Extruded Polystyrene (XPS), a thermal insulator normally presented in light and rigid boards, totaling about 82900 tons. Of this total, it is estimated that approximately 7000 tons were returned to the productive process of recycling, that is, only 8.4 percent of everything that was produced. Estimates indicate that the EPS takes about hundreds of years to be completely degraded.

There are studies with the use of EPS in the form of beads, as aggregate for lightweight concrete. In experiments done by Parant and Le Roy [5], to formulate and optimize concretes with expanded polystyrene, the density and the structural strength were changed. The results showed that the compressive strength of concrete with EPS increases with the decrease in the size of the EPS beads for a same density. For example, for concrete with a density of 1000 kg/m³ and 7 mm beads, showed a 35% reduction in compressive strength compared to the same compound, but with 1 mm polystyrene beads.

This trend of the smaller the diameter of the beads of EPS, the higher the compressive strength of concrete with EPS of the same density, was then confirmed by Ganesh Babu and Saradhi Babu [6], in a study of concretes with EPS and densities (ranging from 1440 kg/m³ to 1850 kg/m³) and two sizes of EPS beads: 4.75 mm and 6.3 mm.

However, EPS can also be reused from waste disposed of, reducing the environmental impact of disposing of this polymer of hard decomposition and even improving the properties of new materials or modified like the lightweight concrete, for example.

The aim of this paper it was to produce mixtures of concrete with EPS beads and recycled EPS particles in order to assess and compare their properties for application in structural walls of buildings. Mechanical, physical properties were evaluated. Small cubicles were also built with EPS concrete slabs containing different amount of EPS to evaluate the effectiveness of the EPS addition in controlling the heat flow and internal temperature

2. Materials and experimental program

In accordance to the objectives proposed in this research, the methodology was implemented based on experimental program, in the laboratory, with small slabs simulating the concrete walls. Those boards were designed in such a way that the results could provide information about characterization, from the point of view of thermal performance of concrete walls with EPS.

The EPS used was of two kinds, beads and recycled. In the concrete type A, was replaced the entire volume of coarse aggregate (gravel) for the EPS. in the concrete type B, besides the adopted replacement used in concrete type A, there was an increase of EPS in partial replacement to the corresponding volume of fine aggregate (sand). The results were compared to concretes without replacement of the gravel by EPS (Reference Concrete).

It was verified the influence of addition of EPS on some properties of concrete using cylindrical specimens of 10 cm diameter by 20 cm high. Samples were tested for the determination of compressive strength, density, void ratio, absorption by immersion and capillarity. Consistency and density of fresh concretes have been evaluated. The entire process was conducted in the laboratory in accordance with the Brazilian standards and methods.

The developed experimental program was divided into the following stages: selection and characterization of the material compost of mixtures, study and choice of the proportions, molding of concrete specimens and the concrete slabs, characterization tests of fresh and hardened concrete and thermal test.

2.1 Materials

The materials involving the produced concrete are broken down below: Cement CP V ARI;

- Fine Aggregate (Sand, average 2.42 fineness modulus and density 2.66 g/cm³);
- Coarse Aggregate (Crushed stone of basalt rock, granulometry 4.75/12.5 mm, density 2.88 g/cm³);
- Water from the public supply network;
- Superplasticizing admixture MasterGlenium 3400 of BASF;
- Recycled EPS and beaded.

The CPV cement was used as the type of cement most used in buildings of concrete-walls, due to the need to remove the

Materials concretes	Cement CP V (kg)	Sand (kg)	Gravel (kg)	EPS (kg)	Water(kg)	Hiperplastificant (kg)
CR	500	1050	1210	0	200	5
CAP	500	1050	0	6.5	200	5
CAR	500	1050	0	5.2	200	5
CBP	500	864	0	7.7	200	5
CBR	500	864	0	6.0	200	5

Table 1Details of mixtures to produce 1 m³ of concrete



Figure 1

Recycled EPS particles (1a) and EPS pearls (1b), concrete with recycled EPS (1c) and concrete with EPS pearls (1d)



Figure 2

System of plywood molds with slabs of 5 types of concrete

concrete forms quickly. Both the beads and the recycled EPS particles have diameters ranging from 1.2 to 4.8 mm. The two types of EPS have slightly different densities, the EPS in beads has density of 15.5 kg/m³ and the recycled 12.3 kg/m³.

The recycled EPS was acquired crushed, however as the particle size were larger than the given to the production of concretes (greater than 4.8 mm), It was held new grinding and was subsequently sifting the particles with size varying between 1.2 and 4.8 mm. The EPS in beads was purchased at stationery stores and didn't need screening, because their particles already were in the desired range between 1.2 to 4.8 mm.

2.2 The concrete production

Table 1 presents the consumption of concrete materials used in this research. The levels of EPS, replacing the volume of gravel and/or sand, were adopted based on researches already carried out [7] aiming at dosages applicable for concrete walls, with concrete slump test above 160 mm.

The following presents the nomenclature adopted for each type of concrete:

- CR: Reference concrete;
- CAP: Concrete type A, with addition of EPS pearls, replacing the total volume of coarse aggregate (gravel);
- CAR: Concrete type A, with addition of recycled EPS, replacing the total volume of coarse aggregate (gravel);
- CBP: Concrete type B, with EPS pearls incremented, replacing the total volume of coarse aggregate (gravel) and the volume of 70 liters, representing 17.7% of the original volume of fine aggregate (sand);
- CBR: Concrete type B, with addition of recycled EPS, replacing the total volume of coarse aggregate (gravel) and the volume of 70 liters, representing 17.7% of the original volume of fine aggregate (sand).

Despite the EPS being of a low-density material, it presented easy handling and good dispersion in the concrete, so the concrete with EPS can be produced from the conventional way in concrete mixer.

The Figure 1 shows recycled EPS particles (1a) and EPS pearls (1b), as well as the concretes produced by them, concrete with recycled EPS (1c) and concrete with EPS pearls (1d).

2.3 Tests of fresh concrete

After the mixture were executed the concrete slump test, for the evaluation of the consistency and the test for the determination of density of fresh concrete, according to ABNT NBR NM 67:1998 and ABNT NBR 9833:2008, respectively.

2.4 Tests of hardened concrete

All experiments were held to 28 days with cylindrical specimens of 10 cm diameter and 20 cm of height for every concrete type cured by immersion in water until the day of the tests. The concretes in the hardened state were tested to determine the compressive strength, density, void ratio and absorption by immersion and capilarity, according to ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 9778:2005 and ABNT NBR 9779:2012, respectively.

2.5 Thermal test

To evaluate the thermal performance through the heat flow has been adapted the test proposed by Shadnia, et al. [8], were produced five plywood cubic molds, with dimensions of (30 cm x 30 cm x 30 cm). At the top of each of the five compartments was placed a slab ($30 \times 30 \text{ cm}^2$), with 5 cm of thickness of all types of concrete, the reference (CR), with EPS pearls (CAP and CBP) and recycled (CAR and CBR), as shown in Figure 2.

Cubic moulds were involved with rockwool insulation. Finally, three temperature sensors (thermocouples type K) were installed on each cubicle, two self-adhesive sensors at the center of the top and bottom surfaces of the slabs and another inside the cubicle as shown in Figure 3. These sensors will be simply named top, bottom and inside sensors, respectively, in the discussion later.

The five samples were placed in a space without shadows or obstructions on a sunny day. After connecting all sensors to a data acquisition system, temperatures were recorded for 24 hours starting at 6:00 in the morning. The temperatures were measured every 50 seconds and stored in a data acquisition system.

This procedure had as purpose to analyze the difference in heat between the 3 thermocouple of each sample and evaluate the



Figure 3

Perspective view of the system

Table 2

Slump test and density results from fresh concrete

Properties concretes	Slump test (mm)	Density (g/cm³)
CR	170	2.32
CAP	215	1.74
CAR	220	1.70
CBP	225	1.65
CBR	230	1.59

effect of the increase in EPS mixtures related to the variation of temperatures and heat flow to inside of the boxes.

3. Results and discussions

3.1 Tests on fresh concrete

It was possible to observe important features such as homogeneity of the mixture; absence of segregation or EPS floating and absence of bleeding in fresh concrete. In addition to the slump test, it was also evaluated the density of fresh concrete, the results can be seen in Table 2.

It was observed that when you add the EPS in concrete, either through beads or recycled, the measured slump increases, which can be explained due to the replacement of the EPS have been made for added volume, because as the EPS is not a hygroscopic material, that means doesn't absorb water, more free water remained in the system which in turn increased the slump. According to Catoia [9] the concrete with EPS, being composed of mortar and EPS beads, presents typically a flow greater than a conventional concrete.

In relation to densities, the concretes with EPS were obviously lighter than conventional concrete, but when compared to each other, the concretes with beaded EPS showed slightly higher density to the respective proportions concrete with recycled EPS, this fact can be explained, because as already demonstrated the density of the EPS in beads is greater than the recycled EPS.

3.2 Tests on hardened concrete

3.2.1 Compressive strength

As described earlier the test was held to 28 days. In Table 3 are the average results of resistances evaluated.

It was noted that the increase of EPS contributed in a negative

Table 3

Average values and standard deviation of the compressive strength of the concretes

Properties concretes	Compressive strength (MPa)	Properties concretes
CR	23.16 (0.56)	CR
CAP	15.07 (0.52)	CAP
CAR	14.04 (0.46)	CAR
CBP	12.88 (0.49)	CBP
CBR	11.38 (0.54)	CBR

way to the strength of concrete, the concretes with EPS beads presented a slightly superior strength than the concrete with recycled EPS, this is probably because the EPS in beads has a more rigid structure than the recycled, proven by its greater density. The concretes of type A (CAP and CAR), presented greater strength compared to concretes of type B (CBP and CBR), which was to be expected, given the concretes of type B presents a larger volume of EPS than type A.

The concretes with EPS not reached the compressive strength of 20 MPa, minimum established by ABNT NBR 6118:2014 for structural purposes. However, it is known that the maximum request to compression in family residence buildings in concrete walls is less than 1 MPa. In addition, it must be possible to adjust a concrete with EPS with compressive strength of 20 MPa, reducing the amount of EPS, or decreasing the water/cement ratio used in developed mixtures since the insertion of EPS improved the flow of fresh concrete.

3.2.2 Density, absorption by immersion and void ratio

The tests for the determination of density, water absorption by immersion and void ratio were held to 28 days. The results can be seen in Table 4, where it may be noted that both the presence as enhancing EPS increased absorption and voids content and reduced density in relation to the reference concrete.

This was due to the trend of incorporating more air for the mixture to add EPS in concretes. This increased the absorption and the porosity. That observation was repeated in all the concretes with EPS in beads or recycled.

The addition of the EPS in beads resulted in greater absorption and voids ratio than the concretes with recycled EPS, the CBP concrete presented the greatest absorption of 18.16% and the highest percentage of voids of 27.34%. This fact can be explained due to the concrete type B having a higher amount of EPS in its constitution. The concretes with beads presented more voids content, probably due to the spherical shape and its uniform particle size composition which may have disadvantaged the particles grouping.

In relation to density the concretes showed the same trend of this property in the fresh state, the decrease of density with increasing of EPS in mixtures, reaching 33% reduction. All the concretes with EPS can be classified as lightweight according to ABNT NBR 8953:2015, which classifies a lightweight concrete with density less than 2.0 g/cm³.

Table 4

Average values and standard deviation of the water absorption by immersion, void ratio and density of the studied concretes

Properties concretes	Absorption (%)	Void ratio (%)	Density (g/cm ³)
CR	8.83 (0.67)	17.66 (1.37)	2.24 (0.06)
CAP	16.30 (0.71)	25.56 (0.94)	1.66 (0.11)
CAR	15.30 (0.98)	24.14 (1.64)	1.62 (0.09)
CBP	18.16 (0.93)	27.34 (1.23)	1.56 (0.10)
CBR	13.98 (0.27)	21.21 (0.97)	1.50 (0.08)





3.2.3 Absorption by capillarity

The test for evaluation of absorption for capillarity was held at 28 days, the values of water absorption for capillarity (C) obtained after 3, 6, 24, 48 and 72 hours of partial immersion can be found in Figure 4.

Contrary to what was observed in the test of absorption by immersion, the concrete with greater water absorption by capillarity was the reference concrete and concrete with lower water absorption by capillarity was the concrete type B with beads (CBP). It is observed according to the results a trend of EPS, especially in higher levels, cause a decrease of capillary absorption. Evaluating the absorption 72 hours after partial immersion in water the addition, EPS in beads demonstrated greater efficacy in reducing absorption for capillarity, the CBP concrete presented a 66.3% reduction and the concrete CAP presented a decrease of 51.0% compared the reference concrete. The concrete with recycled EPS showed a considerable reduction, but smaller than the concretes with EPS in beads, the concrete CAR presented a decrease of 25.5% and concrete CBR presented a 20.9% reduction relative to the reference concrete.

After the last weighing the specimens were broken down for the measurement of the height of rising capillarity. Follow the rising capillarity values largest to smallest value: CR (9.52 cm), CBR (8.12), CAR (7.46 cm), CAP (6.82 cm) and CBP (4.27 cm).

According to Helene [10] the capillary absorption is the most common and intense aggressive agents penetration into concrete. Still according to the same author absorption by capillarity is one of the most difficult factors to be controlled because concrete is a hydrophilic material (has great affinity with water). The smaller the diameter of the capillary pores, greater capillary pressures developed and consequently the greater the depth of concrete met by water absorbed. However the greater the diameter of these capillary pores the less is the depth, but greater the amount of water absorbed. Although more important than the size of these capillaries is the interconnectivity between them.

The presence of the EPS increased porosity and the total absorption of the concretes, but on the other hand seems to have generated pores larger and/or decreased the interconnection between these pores, thus reducing capillary pressures and hence the absorption by capillarity.

In order to minimize the effect of absorption, Mostardeiro [11] and Barin [12] suggest that the capillary absorption can be controlled with use air-entraining agent, which allow the disrupt communication between



Figure 5

Temperatures of sensors on top of slabs



Figure 6

Temperatures of sensors on bottom of slabs

the pores by the incorporation of tiny air bubbles in its interior, reducing the capillarity in the system.

Therefore, as the EPS is waterproof and acts as an air-entraining agent in concrete, that allow these air bubbles inside of mixtures disrupt communication between the capillary pores.

3.2.4 Thermal test

To facilitate the understanding and analysis of the results the sen-

sor on top of slabs was named (1), the sensor on bottom of slabs named (2) and the sensor inside the compartment (3). For example, the sensor inside the compartment of reference concrete was named CR-3.

Figures 5, 6 and 7 show, respectively, the temperatures on top of slabs, on bottom of slabs and inside the compartment, measured during 24 hours for the five samples.

Figure 6 indicates that the temperature on bottom of slabs containing any type of EPS start rising a few minutes later than the



Figure 7

Temperatures of sensors inside of the compartment

Table 5

Correlation between the highest temperature and the respective time

Sensor	Highest temp. (°C)	Time
CR - 1	52.16	1:10 PM
CR - 2	48.71	3:00 PM
CR - 3	44.13	3:30 PM
CAP - 1	49.86	1:10 PM
CAP - 2	46.60	3:10 PM
CAP - 3	42.60	3:30 PM
CAR - 1	49.92	1:10 PM
CAR - 2	46.21	3:10 PM
CAR - 3	40.62	4:00 PM
CBP - 1	49.98	1:20 PM
CBP - 2	46.41	3:10 PM
CBP - 3	41.40	3:30 PM
CBR - 1	49.84	1:10 PM
CBR - 2	45.31	3:10 PM
CBR - 3	39.75	4:10 PM

reference concrete slab. During the period of increased temperature of 8:00 am to 3:00 pm the temperatures on bottom of the EPS slabs were on average of 1.6° C to 2.9° C lower than the slab without EPS, with the largest temperature difference (4.7°C) happened at 1:40 pm between the sensor on bottom of slab of reference concrete (CR-2) and the same sensor of the concrete type B with recycled EPS (CBR-2).

Obviously, because they have a higher EPS content, the time it takes to raise the temperature takes longer for type B concretes than type A concretes. It can also be seen that after the temperature peaks, the time it takes for the temperature starts to fall is slightly slower with EPS increase. Thus, the EPS well perform the function of attenuating the variation in the internal temperature, due to the change in temperature outside of the compartment.

The measured temperatures inside the compartments show trends similar to those on bottom of slabs, as can be seen in Figure 7. During the period of increased temperature from 8:00 am to 3:00 pm, the air temperature inside the compartments containing EPS ranged around 1.8 °C to 3.6 °C lower than the reference concrete compartment. The largest temperature difference happened to 2:30 pm between the sensor inside the compartment of the reference concrete (CR-3) and the sensor inside the compartment of type B concrete with recycled EPS (CBR-3) at a value of 6.0 °C. About the time delay of the temperature rising, the concrete with recycled EPS (CAR and CBR) were more effective than concrete with EPS beads (CAP and CBP), mainly the CBR which exhibited a delay of up to 60 minutes in relation to the reference concrete.

Table 6 shows a correlation between the highest temperature and time when it occurred to each of the sensors.

Analyzing the results of Table 6 is very clear that the incorporation of EPS influenced on temperature decrease and the time delay of the temperature rising, especially in type B concrete with recycled EPS (CBR).

4. Conclusions

The addition of the EPS resulted in a decrease of the compressive strength of the concretes investigated, reaching approximately 40% of reduction for type A concretes and approximately 50% for type B concretes, compared to the reference concrete.

The absorption by immersion and void ratio increased in all mixtures with the addition of EPS. However, the absorption for capillarity reduced with the replacement of mineral aggregates by EPS, reaching a reduction of 66.33% as compared to the reference concrete, probably because of the tendency of the EPS, especially in higher levels, provide the larger pores, and decrease the interconnection between the capillary pores, thus reducing capillary pressures and hence the absorption by capillarity.

The thermal tests showed that all concretes with EPS proved to be more effective in reduce the temperature than the reference concrete. The best performance was of concrete with highest content of recycled EPS (CBR) that presented a fall of up to 6.0 °C in its interior the compartment compared to reference concrete.

From this research, proposed dosage studies with other levels and dimensions of particles of EPS to improve the mechanical properties and microstructure analyses of EPS concrete, evaluating, among others, the distribution and pore dimensions in order to better understand the behavior of these materials.

5. References

- [1] ROSSIGNOLO, J. A. Concreto leve de alto desempenho modificado com SB para pré-fabricados esbeltos: dosagem, produção, propriedades e microestrutura. 2003. 220 f. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [2] ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. Concreto estrutural leve. In: ISAIA, G. C. Concreto: ensino, pesquisa e realizações, vol. 2. 793p á 1579p. 2005.
- [3] LEITE, B. M. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. 2001 Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- [4] MONTEIRO, M. A. et al. Plano de gerenciamento integrado de resíduos de isopor – PGIRI. Belo Horizonte - Minas Gerais. Fundação Estadual do Meio Ambiente: Fundação Israel Pinheiro, 2011. 52 p.
- [5] PARANT, E.; LE ROY, R. Optimisation des bétons de densité inférieure à 1. Tech. rep., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1999.
- BABU, K.G., BABU, D.S.: Behaviour of lightweight expanded polystyrene concrete containing silica fume. Cem. Concr. Res. 2249, 1–8, 2002.
- [7] OZÓRIO, B. P. M. Concreto leve com pérolas de EPS: estudo de dosagens e de características mecânicas. 2016. 154p. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

- [8] SHADNIA, R. et al. Experimental study of geopolymer mortar with incorporated PCM. Construction and building materials, v. 84, p. 95–102, 2015.
- [9] CATOIA, T. Concreto Ultraleve estrutural com pérolas de EPS: Caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes. Tese de doutorado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2012.
- [10] HELENE, P. R. do L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [11] MOSTARDEIRO, C. Z. Absorção capilar e resistividade elétrica de concretos compostos com cinza de casca de arroz de diferentes teores de carbono grafítico. Santa Maria, 2011, 165 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- [12] BARIN, D. S. Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento Portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico. Santa Maria, 2008, 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Study about concrete with recycled expanded polystyrene

Estudo de concreto com poliestireno expandido reciclado

C. H. R. CARVALHO * carlos.carvalho@ufu.br https://orcid.org/0000-0003-1226-687X

L. A. C. MOTTA ^a lacastro@ufu.br https://orcid.org/0000-0002-1597-2297

Abstract

This work studied the properties of lightweight concretes with addition of expanded polystyrene (EPS) for structural walls applications. EPS for being a material produced on a large scale and has low density, produces a large volume of waste. These residues are not reused, especially in Brazil. Given that, in order to perform a comparison of the performance of concrete with adding of EPS in pearls and recycled, it have been manufactured five concrete types, a control without addition of EPS and four other samples with two different percentages of EPS. The mechanical (compressive strength) and physical (density, voids content, absorption by immersion and capillarity) properties were evaluated, and tests were carried out to evaluate the thermal performance of the mixtures studied. The concretes with EPS presented compressive strength less than the reference concrete, however, the absorption for capillarity and thermal properties was better in concretes with EPS. It is concluded that it is feasible to replace the EPS in pearls by recycled EPS, due to the close results found.

Keywords: EPS concrete, recycled EPS, structural walls, thermal behavior.

Resumo

O concreto leve obtido com adição de partículas de poliestireno expandido (EPS) é conhecido como concreto com EPS. Estudaram-se neste trabalho as propriedades de concretos com adição de EPS para uso em paredes estruturais. O EPS por ser um material produzido em larga escala e possuir baixa densidade, produz um grande volume de resíduos. Esses resíduos são pouco reaproveitados, principalmente no Brasil. Diante disso, a fim de realizar uma comparação do desempenho do concreto com a adição de EPS em pérolas e o reciclado, foram fabricados cinco tipos de concretos, o primeiro de controle sem a adição de EPS e os outros quatro com duas porcentagens diferentes de EPS. Foram avaliadas as propriedades mecânicas (resistência à compressão), físicas (massa específica, índice de vazios, absorção por imersão e por capilaridade) e foram realizados testes para avaliar o desempenho térmico das misturas estudadas. Os concretos com EPS apresentaram resistência à compressão inferior ao concreto referência, entretanto, o desempenho quanto à absorção por capilaridade e às propriedades térmicas foi melhor nos concretos com EPS. Conclui-se também que é viável a substituição do EPS em pérolas por EPS reciclado, devido às proximidades nos resultados encontrados.

Palavras-chave: concreto com EPS, EPS reciclado, paredes estruturais, comportamento térmico.

Received: 26 Sep 2017 • Accepted: 26 Sep 2018 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

^a Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Uberlândia, Brasil.

1. Introdução

Usualmente, utiliza-se a designação concreto leve para identificar concretos com estrutura porosa, geralmente à base de ligantes hidráulicos, com massa específica inferior à dos concretos tradicionais, que podem ser obtidos com a utilização de agregados leves, com a incorporação de ar (concretos celulares) ou sem finos [1]. Além das questões técnicas e econômicas, a escolha dos materiais de construção também está baseada nos aspectos ambientais da aplicação e do uso dos materiais. Nesse sentido, o concreto leve pode possibilitar, com sua menor massa específica, a diminuição da armadura, da energia utilizada no transporte e no processo construtivo. E devido a sua capacidade de isolação térmica, diminuir o consumo de energia no condicionamento térmico das edificações, quando utilizado nas vedações externas [2].

Ainda sobre esta questão ambiental, os materiais industrializados além de mobilizar vastos recursos financeiros e consumir uma enorme quantidade de energia, geram grande quantidade de resíduos que em grande maioria não são reaproveitados, causando permanente poluição, além do consumo de matérias primas não renováveis.

De acordo com Leite [3], várias são as fontes que geram resíduos na construção civil. Por exemplo, o desperdicio de materiais que poderiam ser reutiliazados na construção civil, mas saem das obras em forma de entulho e contribuem no volume de resíduos gerados. Daí a importância de se buscar novos materiais para a fabricação do concreto a partir de agregados não convencionais, principalmente os recicláveis.

O poliestireno expandido (EPS), pode se enquadrar entre esses novos materiais para a substituição do agregado na confecção do concreto, além dos materiais tradicionais: cimento, agregados minerais e água, podendo conter aditivos e outras adições, fibras inclusive. Como o EPS é formado por aproximadamente 95% a 98% de ar, ele funciona praticamente como agente incorporador de vazios.

De acordo com Monteiro [4], no Brasil foram produzidas 55 mil toneladas de EPS no ano de 2007 e outras 2 mil toneladas foram importadas com equipamentos eletrônicos e diferentes bens trazidos do exterior. Já em 2008 foram produzidos no Brasil cerca de 62,9 mil toneladas de Poliestireno Expandido (EPS) e aproximadamente 20 mil toneladas de Poliestireno Extrudado (XPS), que é um isolante térmico geralmente apresentado em placas leves e rígidas, totalizando cerca de 82,9 mil toneladas. Desse total, estima-se que retornaram ao processo produtivo com destino à reciclagem cerca de 7 mil toneladas, ou seja, apenas 8,4% de tudo o que foi produzido. Estimativas apontam que o EPS, leve cerca de centenas de anos para ser totalmente degradado.

Existem estudos com o uso de EPS na forma de pérolas, como agregado para o concreto leve. Parant e Le Roy [5] formularam e otimizaram concretos com poliestireno expandido obtendo diferentes densidades e resistências. Os resultados mostraram que a resistência à compressão do concreto com EPS aumenta com a diminuição do diâmetro das esferas de EPS para uma mesma densidade. Por exemplo, concretos com densidade de 1000 kg/m³ e esferas de 7 mm, mostraram diminuição de 35% na resistência à compressão com a mesma mistura, mas com esferas de poliestireno de 1 mm.

Essa tendência de quanto menor o diâmetro das esferas de EPS, maior será a resistência à compressão de concretos com EPS de mesma densidade, foi confirmada por Ganesh Babu e Saradhi Babu [6], em um estudo de concretos com densidades variando de 1440 kg/m³ a 1850 kg/m³ e com esferas de EPS de diâmetros de 4,75 mm e 6,3 mm.

No entanto, o EPS também pode ser reutilizado a partir de resíduos descartados, reduzindo o impacto ambiental do descarte deste polímero de difícil decomposição e ainda melhorando as propriedades de materiais novos ou modificados como o concreto leve, por exemplo.

O objetivo deste trabalho é produzir misturas de concreto com esferas de EPS e partículas de EPS reciclado a fim de avaliar e comparar suas propriedades no estado fresco e endurecido para aplicação em paredes estruturais de edificações. Foram avaliadas propriedades mecânicas, físicas e térmicas.

2. Materiais e programa experimental

Em conformidade com os objetivos propostos nesta pesquisa, implementou-se a metodologia baseada em programa experimental, em laboratório, com placas simulando as paredes de concreto. Essas placas foram desenvolvidas de tal forma que os resultados obtidos pudessem fornecer informações acerca da caracterização, do ponto de vista de desempenho térmico, de paredes de concreto com EPS.

O EPS utilizado foi de dois tipos, pérolas e reciclado. Nos concretos do tipo A, foi substituído todo o volume de agregado graúdo (brita) pelo o EPS. Já nos concretos do tipo B, além da substituição adotadada nos concreto tipo A, houve incremento de EPS em substituição parcial ao volume correspondente de agregado miúdo (areia). Os resultados foram comparados aos de concretos sem substituição da brita por EPS.

Verificou-se a influência da adição do EPS em algumas propriedades do concreto, utilizando-se corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. Foram ensaiadas amostras no estado endurecido para a determinação da resistência à compressão, absorção total e massa específica e absorção capilar. Foram avaliadas a consistência e massa específica no estado fresco. Todo o processo foi realizado em laboratório de acordo com as normas brasileira em vigor.

O programa experimental desenvolvido foi dividido nas seguintes etapas: escolha e caracterização dos materiais constituintes das misturas, escolhas dos traços, moldagem dos corpos de prova e de placas de concreto, ensaios de caracterização do concreto nos estados fresco e endurecido e ensaio térmico.

2.1 Materiais utilizados

Os materiais que constituem os concretos produzidos estão discriminados a seguir:

- Cimento CP V ARI;
- Agregado Miúdo (Areia lavada média, módulo de finura 2,42 e massa específica 2,66 g/cm³);
- Agregado Graúdo (Pedra britada de rocha basalto, zona granulométrica 4,75/12,5mm, massa específica 2,88 g/cm³);

Materiais concretos	Cimento CP V (kg)	Areia média (kg)	Brita (kg)	EPS (kg)	Água (kg)	Aditivo (kg)
CR	500	1050	1210	0	200	5
CAP	500	1050	0	6,5	200	5
CAR	500	1050	0	5,2	200	5
CBP	500	864	0	7,7	200	5
CBR	500	864	0	6,0	200	5

Tabela 1

Consumo dos materiais para 1 m³ dos diferentes concretos estudados



Figura 1

Partículas de EPS reciclado (1a) partículas de EPS em perolas (1b), concreto com EPS reciclado (1c) e concreto com esferas de EPS (1d)



Figura 2

Sistema de moldes cúbicos com placas de concreto com EPS para os testes térmicos

- Agua proveniente da rede de abastecimento público.
- Aditivo Hiperplastificante MasterGlenium 3400 da BASF;
- EPS reciclado e em pérolas.

O cimento CPV foi utilizado por ser o tipo de cimento mais usado nas construções com paredes de concreto, devido à necessidade de rápida desforma. Tanto as pérolas quanto as partículas de EPS reciclado possuem diâmetro variando de 1,2 a 4,8 mm. Os dois tipos de EPS possuem massas específicas ligeiramente diferentes, o EPS em pérolas possui massa específica de 15,5 kg/m³ e o reciclado 12,3 kg/m³.

O EPS reciclado foi adquirido triturado, porém como a granulometria da maioria de suas partículas estavam maiores que o determinado para a confecção dos concretos, ou seja, maiores que 4,8 mm, foi então realizada nova trituração e posteriormente foi realizado peneiramento para se obter partículas com tamanho variando entre 1,2 e 4,8 mm. Já o EPS em pérolas foi adquirido em papelarias e não foi preciso de peneiramento, pois suas partículas ja se encontravam na faixa desejada entre 1,2 a 4,8 mm.

2.2 Produção dos concretos

A Tabela 1 apresenta o consumo dos materiais dos concretos utilizados nessa pesquisa. Os teores de EPS, substituindo o volume de brita e/ou areia, foram adotados com base em pesquisas já realizadas [7] visando dosagens aplicáveis para paredes de concreto, com abatimento acima de 160 mm.

A seguir apresenta-se a nomenclatura adotada para cada tipo de concreto:

- CR: Concreto de Referência;
- CAP: Concreto tipo A, com adição de pérolas de EPS, em substituição ao volume total de agregado graúdo (brita);
- CAR: Concreto tipo A, com adição de EPS reciclado, em substituição ao volume total de agregado graúdo (brita);
- CBP: Concreto tipo B, com incremento de pérolas de EPS, em substituição ao volume total de agregado graúdo (brita) e ao volume de 70 litros, que representa 17,7% do volume original de agregado miúdo (areia);
- CBR: Concreto tipo B, com adição de EPS reciclado, em substituição ao volume total de agregado graúdo (brita) e ao volume de 70 litros, que representa 17,7% do volume original de agregado miúdo (areia).

Apesar do EPS ser um material de baixa densidade, ou seja, leve, ele apresentou facil manuseio e boa dispersão no concreto, portanto o concreto com EPS pode ser produzido de maneira convencional em betoneira.

Na Figura 1 pode-se observar as partículas de EPS reciclado (1a) e em perolas (1b), bem como os concretos por elas produzidos, concreto com EPS reciclado (1c) e concreto com esferas de EPS (1d).

2.3 Ensaios do concreto no estado fresco

Após a mistura inicial foram executados os ensaios de consistência pelo abatimento do troco de cone, para a avaliação da consistência e o ensaio para a determinação da massa específica no estado fresco, segundo as normas ABNT NBR NM 67:1998 e ABNT NBR 9833:2008, respectivamente.

2.4 Ensaios do concreto no estado endurecido

Todos os ensaios foram realizados aos 28 dias com corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para cada tipo de concreto, curados imersos em água saturada com cal até o dia dos ensaios. Os concretos no estado endurecido foram ensaiados para determinação da resistência à compressão, massa específica e índice de vazios e absorção por imersão e capilaridade, segundo as normas ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 9778:2005 e ABNT NBR 9779:2012, respectivamente.

2.5 Ensaio térmico

Para avaliar o desempenho térmico através do fluxo de calor será adaptado o ensaio proposto por Shadnia, et al. [8], foram produzidos cinco moldes cúbicos de compensado de madeira, com dimensões de 30 x 30 x 30 cm³. No topo de cada um dos cinco compartimentos foi colocada uma placa de (30 x 30 cm²), com 5 cm de espessura de todos os tipos de concreto, o de referência (CR), com EPS em pérolas (CAP e CBP) e reciclado (CAR e CBR), conforme mostra a Figura 2.

Os moldes cúbicos foram envolvidos com lã de rocha para isolamento



Figura 3

Seção transversal do esquema do ensaio térmico proposto

Tabela 2

Resultados de abatimento e massa específica no estado fresco

Propriedades concretos	Abatimento (mm)	Massa específica (g/cm³)
CR	170	2,32
CAP	215	1,74
CAR	220	1,70
CBP	225	1,65
CBR	230	1,59

térmico dos mesmos. Por fim, três sensores de temperatura (termopares) foram instalados em cada um dos compartimentos, sendo um na face externa da placa, outro na face interna da placa de concreto e o último no interior do compartimento de madeira, conforme mostra a Figura 3.

As cinco amostras foram colocadas em um espaço sem sombras ou obstruções em um dia ensolarado. Após ligar todos os sensores a um sistema de aquisição de dados, as temperaturas foram registradas durante 24 horas com início às 6 h da manhã. As temperaturas foram medidas a cada 50 segundos e armazenadas num sistema de aquisição de dados.

Este procedimento teve como intuito analisar a diferença de calor entre os 3 termopares de cada amostra e avaliar o efeito do incremento do EPS nas misturas quanto à variação das temperaturas e condução do calor para o interior das caixas.

3. Resultados e discussões

3.1 Ensaios do concreto no estado fresco

Foi possível observar características importantes tais como homogeneidade da mistura; ausência de segregação ou de flutuação do EPS; ausência de exsudação na superfície e nas bordas da porção espalhada. Além do ensaio de abatimento, também foi feita a avaliação da massa específica do concreto no estado fresco, os resultados podem ser observados na Tabela 2.

Verificou-se que quando se adiciona o poliestireno expandido no concreto, seja por meio de pérolas ou reciclado, o abatimento aumenta, o que pode ser explicado devido à substituição do EPS ter sido feita por volume de agregado, pois como o EPS não é um material higroscópico, ou seja, não absorve água, sobrou mais água livre no sistema o que por sua vez aumentou o abatimento. De acordo com Catoia [9] o concreto com EPS, sendo composto

Tabela 3

Valores médios e desvio padrão da resistência à compressão dos concretos estudados por argamassa e pérolas de EPS, apresenta normalmente uma fluidez maior que um concreto convencional.

Em relação às massas específicas os concretos com EPS se mostraram obviamente mais leves que o concreto de referência, porém quando comparados entre si, os concretos com EPS em pérolas apresentaram massa específica ligeiramente superior às respectivas proporções de concreto com EPS reciclado, tal fato pode ser explicado, pois conforme já demonstrado a massa específica do EPS em pérolas é maior que a do EPS reciclado.

3.2 Ensaios do concreto no estado endurecido

3.2.1 Resistencia à compressão

Conforme descrito anteriormente o ensaio de resistência à compressão foi realizado aos 28 dias. Na Tabela 3 estão os resultados médios das resistências avaliadas.

Pode se notar que o acréscimo do EPS contribuiu de maneira negativa para a resistência à compressão do concreto, os concretos com EPS em pérolas apresentaram uma resistência ligeiramente superior aos concretos com EPS reciclado, isso provavelmente deve-se ao fato do EPS em pérolas possuir uma estrutura mais rígida que o reciclado, comprovada pela sua maior massa específica. Os concretos do tipo A (CAP e CAR), apresentaram maior resistência em relação aos concretos do tipo B (CBP e CBR), o que era de se esperar, haja vista os concretos do tipo B apresentam um volume maior de EPS em relação ao tipo A.

Os concretos com EPS não atingiram a resistência de 20 MPa, mínima estabelecida pela ABNT NBR 6118:2014 para fins estruturais. No entanto, sabe-se que a solicitação máxima à compressão no concreto das residências unifamiliares construídas em paredes de concreto é inferior a 1 MPa. Além disso, deve ser possível dosar um concreto com EPS com resistência de 20 MPa, reduzindo--se o teor de EPS, ou ainda diminuindo a razão de água usada nos traços desenvolvidos já que a inserção de EPS melhorou a fluidez dos concretos no estado fresco.

3.2.2 Massa específica, absorção por imersão e índice de vazios

Os ensaios para a determinação da massa específica, absorção por imersão e índice de vazios foram realizados aos 28 dias. Os resultados obtidos são descritos na Tabela 4, em que se pode

Tabela 4

Valores médios e desvio padrão da absorção por imersão, índice de vazios e massa específica dos concretos estudados

Propriedade concretos	Resistência à compressão (MPa)	Propriedades concretos	Absorção (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica (g/cm³)
CR	23,16 (0,56)	CR	8,83 (0,67)	17,66 (1,37)	2,24 (0,06)
CAP	15,07 (0,52)	CAP	16,30 (0,71)	25,56 (0,94)	1,66 (0,11)
CAR	14,04 (0,46)	CAR	15,30 (0,98)	24,14 (1,64)	1,62 (0,09)
CBP	12,88 (0,49)	CBP	18,16 (0,93)	27,34 (1,23)	1,56 (0,10)
CBR	11,38 (0,54)	CBR	13,98 (0,27)	21,21 (0,97)	1,50 (0,08)



Figure 4

Absorção de água por capilaridade nos concretos estudados

notar que tanto a presença quanto o incremento do EPS aumentaram a absorção e o índice de vazios e reduziram a massa específica em relação ao concreto de referência.

Isso ocorreu devido à tendência da incorporação de mais ar durante a mistura ao se adicionar EPS em concretos. Isso aumentou consequentemente a absorção e a porosidade. Essa observação repetiu--se em todos os concretos com EPS, seja em pérolas ou reciclado. A adição do EPS em pérolas resultou em maior absorção e índice de vazios que os concretos com EPS reciclado, o concreto CBP apresentou a maior absorção de 18,16 % e o maior índice de vazios de 27,34%. Esse fato pode ser explicado devido aos concretos do tipo B possuírem uma maior quantidade de EPS em sua constituição. Os concretos com pérolas apresentaram maior índice de vazios, provavelmente devido ao seu formato esférico e sua composição granulométrica uniforme o que pode ter desfavorecido o empacotamento das partículas.

Em relação às massas específicas os concretos demonstraram a mesma tendência dessa propriedade no estado fresco, ou seja, redução da massa específica com o incremento de EPS nas misturas, chegando a uma redução de 33%, onde todos os concretos com EPS podem ser classificados como leves de acordo com a ABNT NBR 8953:2015, que classifica um concreto como leve com massa específica inferior a 2,0 g/cm³.

3.2.3 Absorção por capilaridade

O ensaio para avaliação da absorção por capilaridade foi realizado aos 28 dias, os valores de absorção de água por capilaridade (C) obtidos após 3, 6, 24, 48 e 72 horas de imersão parcial encontram--se na Figura 4.

Contrário ao que foi constatado no ensaio de absorção por imersão, o concreto com maior absorção de água por capilaridade foi o concreto de referência e o concreto com menor absorção de água por capilaridade foi o concreto tipo B com pérolas (CBP). Observa-se de acordo com os resultados uma tendência do EPS, principalmente em teores maiores, provocarem uma diminuição da absorção capilar. Avaliando a absorção 72 horas após a imersão parcial em água a adição do EPS em pérolas demostrou maior eficácia na redução da absorção por capilaridade, o concreto CBP apresentou uma redução de 66.3% e o concreto CAP apresentou uma diminuição de 51,0%, ambos em relação ao concreto de referência. Já os concretos com EPS reciclado apresentaram uma redução considerável, porém menores que os concretos com EPS em pérolas, o concreto CAR apresentou uma redução de 25,5% e o concreto CBR apresentou uma redução de 20,9% em relação ao concreto de referência.

Após a última pesagem os corpos de prova foram rompidos para a medição da altura da ascensão capilar interna. Segue os valores



Figura 5 Temperaturas na face externa das placas



Figura 6 Temperaturas na face interna das placas

de ascensão capilar do maior para o menor valor: CR (9,52cm), CBR (8,12cm), CAR (7,46cm), CAP (6,82cm), CBP (4,27cm).

De acordo com Helene [10] a absorção capilar é o meio mais comum e intenso de penetração de agentes agressivos no concreto. Ainda de acordo com o mesmo autor a absorção capilar é um dos fatores mais difíceis de serem controlados pelo fato do concreto ser um material hidrófilo (possui grande afinidade com água). Quanto menor o diâmetro dos poros capilares, maiores serão as pressões capilares desenvolvidas e consequentemente maior a profundidade de concreto atingida pela água absorvida. Em contrapartida quanto maior o diâmetro desses poros capilares menor a profundidade, porém maior a quantidade de água absorvida, contudo, um item de maior importância que o diâmetro desses capilares é a interconectividade entre eles.

A presença do EPS aumentou a porosidade e a absorção total

dos concretos, mas por outro lado parece ter gerado poros maiores e/ou diminuído a interconexão entre esses poros, reduzindo--se assim as pressões capilares e consequentemente a absorção por capilaridade.

De modo a minimizar o efeito da absorção, Mostardeiro [11] e Barin [12] sugerem que a absorção capilar pode ser controlada com o uso de incorporadores de ar, que permitem interromper a comunicação entre os poros pela incorporação de bolhas em seu interior, reduzindo a capilaridade do conjunto. De acordo com Catoia [9], o EPS é responsável pela redução da massa específica do concreto e atua como agregado graúdo e como incorporador de ar.

Portanto, como o EPS é impermeável e atua como um agente incorporador de ar no concreto, pode-se deduzir que essas bolhas de ar no interior das misturas interrompem a comunicação entre os poros capilares.



Figura 7 Temperaturas no interior dos compartimentos

Tabela 5

Correlação entre a maior temperatura e o seu respectivo horário

Sensor	Temperatura máx. (°C)	Horário
CR - 1	52,16	1:10 PM
CR - 2	48,71	3:00 PM
CR - 3	44,13	3:30 PM
CAP - 1	49,86	1:10 PM
CAP - 2	46,60	3:10 PM
CAP - 3	42,60	3:30 PM
CAR - 1	49,92	1:10 PM
CAR - 2	46,21	3:10 PM
CAR - 3	40,62	4:00 PM
CBP - 1	49,98	1:20 PM
CBP - 2	46,41	3:10 PM
CBP - 3	41,40	3:30 PM
CBR - 1	49,84	1:10 PM
CBR - 2	45,31	3:10 PM
CBR - 3	39,75	4:10 PM

3.2.4 Ensaio térmico

Para facilitar a compreensão e análise dos resultados o sensor da face externa da placa foi denominado (1), o sensor da face interna da placa denominado (2) e o sensor do interior do compartimento (3). Para exemplificar, o sensor da face externa da placa do concreto de referência será denominado CR-1.

As Figuras 5, 6 e 7 mostram, respectivamente, as temperaturas na face externa da placa, na face interna da placa e do ar no interior do compartimento, medidas durante 24 horas para as cinco amostras. A Figura 6 indica que a temperatura na face interna das placas contendo EPS começa a subir alguns minutos mais tarde do que a da placa do concreto de referência. Durante o período de aumento da temperatura das 8h às 15h as temperaturas da superfície do fundo das placas com EPS ficaram em média de 1,6°C a 2,9°C mais baixas que a placa não contendo EPS, sendo que, a maior diferença de temperatura aconteceu 13h40min, entre o sensor da face interna da placa do concreto de referência (CR-2) e o sensor do concreto tipo B com EPS reciclado (CBR-2) no valor de 4,7°C. Obviamente, o tempo de atraso na elevação da temperatura para os concretos do tipo B são maiores do que dos concretos do tipo A. Também pode ser visto a partir da Figura 6 que após os picos de temperaturas, o tempo que a temperatura começa a cair é levemente retardado com o acréscimo de EPS. Assim, o EPS exerce bem a função de atenuar a variação da temperatura interna em função da mudança de temperatura no exterior do compartimento. As temperaturas medidas no interior dos compartimentos mostram tendências semelhantes aos das faces internas das placas, como pode ser observado na Figura 7.

Durante o período de aumento da temperatura das 8h às 15h a temperatura do ar dentro dos compartimentos contendo EPS ficou em média de 1,8°C e 3,6 °C mais baixa do que a do compartimento do concreto de referência, sendo que, a maior diferença de temperatura aconteceu às 14h30min entre o sensor do interior

do compartimento do concreto de referência (CR-3) e o sensor interno do concreto tipo B com EPS reciclado (CBR-3) no valor de 6,0°C. Com relação ao tempo de atraso na elevação da temperatura os concretos com EPS reciclado (CAR e CBR) se mostraram mais eficazes do que os concretos com EPS em pérolas (CAP e CBP), principalmente o CBR que exibiu um atraso de até 60 minutos em relação ao concreto de referência.

A Tabela 5 mostra uma correlação entre a temperatura máxima e em qual horário ela ocorreu para cada um dos sensores analisados. Analisando os resultados da Tabela 6 fica bem nítido como a incorporação do EPS influenciou na diminuição da temperatura e no atraso da ascensão da mesma, principalmente no concreto tipo B com EPS reciclado (CBR).

4. Conclusões

A adição do EPS resultou em queda da resistência à compressão dos concretos estudados, chegando a aproximadamente 40% de redução com a substituição total do agregado graúdo basáltico por EPS reciclado, comparado ao concreto de referência. Com a substituição total da brita e parte (17,7% em volume) do agregado miúdo por EPS essa redução atinge 50%.

A absorção por imersão e índice de vazios aumentaram em todas as misturas com a adição de EPS. No entanto, a absorção por capilaridade reduziu com a substituição dos agregados minerais por EPS, atingindo uma redução de 66,33% em relação ao concreto de referência, provavelmente devido a tendência do EPS, principalmente em maiores teores, proporcionar ao concreto poros maiores, além de diminuir a interconexão entre os poros capilares, reduzindo-se assim as pressões capilares e consequentemente a absorção por capilaridade.

Quanto às propriedades térmicas todos os concretos com EPS demostraram ser mais eficazes no isolamento térmico do que o concreto de referência, com diminuição da temperatura nas faces das placas e no interior dos compartimentos e maior atraso da ascensão da temperatura. O melhor desempenho foi do concreto com maior teor de EPS reciclado (CBR), que apresentou uma queda de até 6,0°C no interior do compartimento comparado ao concreto de referência.

A partir dessa pesquisa, propõe-se estudos de dosagem com outros teores e dimensões de partículas de EPS para melhorar a resistência mecânica e análises da microestrutura do concreto com adição de EPS, avaliando, dentre outros, a distribuição e as dimensões dos poros a fim de entender melhor o comportamento desses materiais.

5. Referências

- [1] ROSSIGNOLO, J. A. Concreto leve de alto desempenho modificado com SB para pré-fabricados esbeltos: dosagem, produção, propriedades e microestrutura. 2003. 220 f. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [2] ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. Concreto estrutural leve. In: ISAIA, G. C. Concreto: ensino, pesquisa e realizações, vol. 2. 793p á 1579p. 2005.

- [3] LEITE, B. M. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. 2001 Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- [4] MONTEIRO, M. A. et al. Plano de gerenciamento integrado de resíduos de isopor – PGIRI. Belo Horizonte - Minas Gerais. Fundação Estadual do Meio Ambiente: Fundação Israel Pinheiro, 2011. 52 p.
- [5] PARANT, E.; LE ROY, R. Optimisation des bétons de densité inférieure à 1. Tech. rep., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1999.
- [6] BABU, K.G., BABU, D.S.: Behaviour of lightweight expanded polystyrene concrete containing silica fume. Cem. Concr. Res. 2249, 1–8, 2002.
- [7] OZÓRIO, B. P. M. Concreto leve com pérolas de EPS: estudo de dosagens e de características mecânicas. 2016. 154p. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- [8] SHADNIA, R. et al. Experimental study of geopolymer mortar with incorporated PCM. Construction and building materials, v. 84, p. 95–102, 2015.
- [9] CATOIA, T. Concreto Ultraleve estrutural com pérolas de EPS: Caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes. Tese de doutorado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2012.
- [10] HELENE, P. R. do L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [11] MOSTARDEIRO, C. Z. Absorção capilar e resistividade elétrica de concretos compostos com cinza de casca de arroz de diferentes teores de carbono grafítico. Santa Maria, 2011, 165 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- [12] BARIN, D. S. Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento Portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico. Santa Maria, 2008, 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Proposal of a new system to classify possible damages in piles partially reinforced considering the results of low strain integrity tests

Proposta de novo sistema de classificação de possíveis danos em estacas parcialmente armadas a partir de resultados de ensaios PIT





R. P. S. PASQUAL ^a rodrigo@protecengenharia.com.br https://orcid.org/0000-0001-8667-066X

A. C. M. KORMANN ^a <u>alessander@ufpr.br</u> https://orcid.org/0000-0002-4512-3763

T. F. DE SOUZA JUNIOR ^b tennisonufpr@outlook.com https://orcid.org/0000-0003-0235-3152

Abstract

Low strain integrity tests in piles are relatively cheap, of quick execution and nondestructive. Despite all these advantages, several variables are involved and the influence of external factors can complicate the interpretation of the results. Between them, the influence of the pile reinforcement can be high lighted. In piles partially reinforced, the difference in density and elastic modulus of the concrete in different parts of the pile and the influence of the process of introducing the reinforcement bars can induce some reflections in the test that can be confused with damage in the pile and, therefore, should be taken into account to analyze the tests results. In this research, the influence of the reinforcement bedded in the piles is analyzed using numerical (FEM) simulations and comparing them with tests made in the field. A new classification of possible damages is proposed based on the analysis of the reflections observed at the end of the reinforcement cage embedded in a pile partially reinforced.

Keywords: piles, PIT, reinforcement effects.

Resumo

Os ensaios PIT para avaliação de integridade em estacas têm um custo relativamente baixo, são de rápida execução e não destrutivos. Apesar dessas vantagens, as inúmeras variáveis envolvidas e a influência de fatores externos podem tornar a interpretação dos resultados complicada. Dentre elas, destacam-se as armaduras das estacas. Em estacas parcialmente armadas, a variação de densidade e de módulo de elasticidade entre o trecho armado e não armado e eventuais alterações na interface decorrentes do processo de introdução da armadura podem gerar reflexões que podem ser confundidas com danos nas estacas e devem ser levadas em conta na análise dos resultados. Neste trabalho a influência da armadura inserida nas estacas é avaliada com auxílio de simulações numéricas por elementos finitos e comparação com resultados de ensaios PIT executados em campo. Um novo sistema de classificação de possíveis danos é proposto para análise de reflexões nos sinais de ensaios PIT gerados na ponta da armadura inserida em estacas parcialmente armadas.

Palavras-chave: estacas, PIT, influência da armadura..

Universidade Federal do Paraná, Centro Politécnico, Departamento de Construção Civil, Curitiba, PR, Brasil;
 Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Departamento de Construção Civil, Porto Alegre, RS, Brasil

Received: 30 Sep 2018 • Accepted: 14 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introduction

The risks associated with integrity problems in deep foundations led Brazilian and international standards to include the theme in their texts. Specifically for cast-in-place piles, the Brazilian standard determines visual inspections in 1% of the piles to verify the quality and integrity of the shaft. Although not required by the Brazilian standard, some companies have demanded from their suppliers the execution of low strain integrity tests in up to 100% of the piles [1]. The speed of execution and the relatively low cost are pointed out as main advantages of the test. However, interpretation of the results of these tests is often difficult especially when there are changes in the cross section of the piles or when there is influence of the surrounding soil [2].

The reinforcement exposed above the top of the pile and partially reinforced piles can generate changes in the signals obtained in the test and make it difficult to identify a damage [3]. One option to evaluate the results obtained in low strain integrity tests and the influence of these factors on the results is to simulate the test numerically or analytically and compare the theoretical result obtained with the result obtained in the field. Ordóñez e Botero [4] for example, using an analytical solution for the wave propagation equations, simulated the results that would be obtained in intact piles and in piles with cross section variations under various conditions. Ambrosini and Ezeberry [5] and Chai, Wei, Phoon and Yang [6] published results obtained in numerical simulations by modeling the pile as a bar and the ground as springs and dampers obtaining a good correspondence between the simulation and practical results in the field. Some papers have recently been published simulating the test in three-dimensional numerical models with different objectives such as [2], [8], [9], [10], [11] and [12].

In this paper, finite elements numerical models developed by the author are used to evaluate the influence of the embedded reinforcement on partially reinforced piles in the low strain integrity test results. Comparisons are performed with field results. A new classification system of possible damages in the transition between reinforced and unreinforced parts of the piles is proposed different from those currently used as published by Liang and Rausche [13], Webster, Rausche and Webster [14] and Cunha, Camapum de Carvalho and Silva [15].

2. Theoretical references

In this item it is presented a brief summary of the theoretical background that supports the analyzes carried out in this paper with special emphasis on numerical simulations and the theoretical influence of pile reinforcement in the test.

2.1 One-dimensional finite element simulation of the low strain integrity test

Considering that the low strain integrity test can be approximated in a one-dimensional problem, some papers have been published simulating the test using finite elements method in a similar way to that originally proposed by Smith [16]. In this solution the pile is considered as a bar and the ground as a system of springs and dampers. The load applied in the top of the pile in the model (hammer impact simulation) cannot be considered as static since there is a variation of the force applied during the time in which the hammer remains in contact with the pile. Generally, it is considered a sine function considering only half of the waveform defined by Equation (1).

$$F(t) = F_{max} \operatorname{sen}(\pi) \frac{t}{t}$$
(1)

Where:

F(t) – Force in the instant "t";

F_{max} – Maximum force applied;

 $t_{\rm c}$ – Time in which hammer stays in contact with the top of the pile. The soil is simulated by assigning a spring and damper at the toe and shaft of the pile with properties calculated according to Equations (2) to (5).

$$k_v = 2.75G_s$$
 (2)

$$c_v = 2\pi \rho_s c_s r_p \tag{3}$$

$$C_{v} = \frac{0.85 \, K_{v} \, r_{p}}{C_{v}} \tag{4}$$

$$K_{v} = \frac{4 G_{s} r_{p}}{(1 - v_{s})}$$
(5)

Where:

 k_v – Elastic stiffness of the spring that represents the soil in the pile shaft;

 G_s – Soil shear modulus [as the low strain integrity test generates low displacements it is recommended to use G0 (shear modulus in low strains)];

c_v – damping coefficient in the pile shaft (lateral);

- ρ_s Specific mass of the soil;
- c_s the "S" waves speed in the soil;
- $r_p radius of the pile (in m);$
- C_v damping coefficient in the pile toe.

 $\rm K_{_{\rm v}}$ – Elastic stiffness of the spring that represents the soil in the pile toe;

 v_s – Soil Poisson's ratio.

Equations (2) to (5), based on the studies of Lysmer and Richart [17], Novak [18] and Simons and Randolph [19], are derived assuming a hard disk in an elastic plane. According to Yu and Liao [20] the errors introduced by this simplification are small. The problem is then solved by subdividing the domain into smaller parts (finite elements) each one represented by a set of equations. According to Hetland [11], the response of each element is characterized by its degrees of freedom and defined by equations whose solutions can be obtained by methods of direct integration in the time domain such as those of Newmark and Hilber, Hughes and Taylor [22]. For each defined time interval, using the methods described, the displacement, velocity and acceleration at the points that define the finite elements are obtained. The velocity variation (particle velocity) over time at the point defining the top of the pile can then be obtained and compared to the reflectograms obtained in the field tests.

2.2 Tri-dimensional finite element simulation of the low strain integrity test

Theoretically, in one-dimensional simulations of low strain integrity tests, the load is considered applied at the top of the pile and the effects resulting from the location of the impact at the top of the pile are not taken into account, nor the effects resulting from the relation between the contact area of the hammer and the area of the top of the pile neither the effects arising from the radiation of the waves near the top of the pile.

In addition, it is necessary: the assignment of boundary conditions (the representation of the soil in the model is limited representing just a part of a mass that has continuity in practice), the constitutive model of the soil and contact conditions in the soil-pile interface. All these are relevant issues in 3-D models that are not taken into account in 1-D models.

In 3-D simulations, the soil can also be modeled by finite elements rather than replaced by springs and dampers. This makes even more important the care with discretization of the finite elements. According to Hetland [11] in dynamic analysis a division into very large elements can result in imprecision of the results with filtration of the higher frequencies and a division into very small elements increases the computational processing time significantly.

With the numerical model defined, in a similar way to what occurs in the one-dimensional model, the displacements, velocities and accelerations in each point of the model are obtained with the solution of the general equation of structural dynamics derived from Newton's second law using one of the known integration methods. Liao and Roesset [23] compared the results obtained by the finite element method in 1-D and 3-D models, concluding that, in general terms, the results are similar. In the 3-D models, however, there is a tendency of more high-frequency oscillations in the velocity reflectograms. A pile can be considered by approximation a onedimensional elastic bar in low strain integrity test simulations if it satisfies two conditions: the wavelength is greater than the diameter and smaller than the length of the pile [7].

2.3 The influence of the reinforcement in the results interpretation

At the moment that a hammer blow is applied in the top of the pile in the test, a transient tension pulse is generated, and its effect is propagated along the pile. Due to the inertia of the element, the strain and deformations caused by the force radiate from the point

Table 1

Summary of the piles characteristics

of application to all directions. Any point in the pile will be in complete rest before and after all effects of the generated impact are dissipated. This phenomenon is called the propagation of a tension wave. There are generally three types of tension waves generated when some sudden movement in an elastic body and a physical distortion in the medium are caused (as occurs in the low strain integrity test): compression waves ("P" or longitudinal waves), shear waves ("S" or transverse waves) and waves that propagate on the surface and penetrate relatively little in the pile (Rayleigh waves or "R" waves) [24].

Considering the pile as a bar, the compression wave propagates axially downwards and reflects upwards when it reaches its toe. Other reflections may occur when there is a change in pile material, a change in the area or a sectioning of the pile.

When the piles are not reinforced to their full extent, during the test the stress waves propagate part in a reinforced pile and part in an unreinforced pile. Theoretically, the sudden change in modulus of elasticity and density of the composite section of the pile in the transition can generate a reflection (due to impedance reduction) that can be confused with a pile damage. In this paper, this hypothesis is analyzed using numerical simulations and field test results.

2.4 Graphical analysis by Beta method

The magnitude of potential pile damages can be estimated when there is a clear toe signal. In this case, the toe reflection and initial impact amplitudes are equalized and the magnitude estimate of the damage is given by the Beta (β) calculation. According to Rausche and Goble [25], Beta (β) can be calculated by the relation between the impedance of the section with possible damage and the impedance of the pile without damage.

3. Materials and experimental program

It was selected in a database of the company called Protec Engenharia de Projetos, 5 (five) groups of tests in piles with different characteristics. Each group of piles was constructed in a different place from the others but all of them in the metropolitan area of Curitiba, Brazil. For better identification in the rest of this paper, the groups of piles were numbered from 1 to 5.

In Table 1 the main characteristics of each of them are summarized, extracted from design, besides other input data for the numerical models and later comparison between results. The elastic

Piles				Reinforcement		
Group	Number of piles	Diameter (in m)	Length (in m)	Number of bars and diameter (in mm)	Length of the reinforcement embedded in concrete (in m)	
1	40	0.50	13.00	6 de 16	8.00	
2	32	0.30	15.00	4 de 16	4.60	
3	12	0.50	10.90	5 de 16	8.00	
4	12	0.70	20.50	5 de 32	8.80	
5	12	0.80	21.80	12 de 25	10.50	

Group	Edyn (in MPa)	tc (in ms)	F (in kN)	Function of amplification (in times)
1	40312.20	0.63	8.97	15
2	36102.40	1.20	2.69	10
3	38768.30	1.11	3.53	10
4	36793.80	0.46	16.77	10
5	33989.70	0.51	8.87	10

Table 2Additional input data

properties of the soil: modulus of elasticity (Es) and the Poisson coefficient (vs) in addition to the specific mass (ρ s) were estimated based on the results of SPTs.

Poisson's ratio values of 0.4 and specific mass of 1800 kg/m^3 were adopted for all soil types covered in this research, consistent with values found in the literature [26]. In the case of specific mass, tests performed on samples collected in the field indicate that the value of 1800 kg/m^3 represents a close estimate of reality. In order to estimate the modulus of soil elasticity it was adopted the relation Eu/NSPT,60 = 9, value close to that obtained by Kormann [27] for soils of the Formação Guabirotuba and within the range of values found in Stroud's studies [28] for very low degrees of loading.

As the low strain integrity test is characterized by being a low strain and dynamic test, the correlation with large strain field tests such as SPT and which mainly affect the initial layers (such as plate load tests) is not accurate. We then chose to estimate these parameters for the numerical simulations based on correlations obtained from the SPT tests and subsequently proceed with a retro-analysis comparing the results obtained in the numerical models with the damping of the signals identified in the results of the tests. The results indicated that the properties assigned to the soil generated damping in the signals in the simulations very close to those observed in the tests.

To conclude the collection of input data, it is needed: specific mass of the concrete of the pile (assumed an average along the length of the pile equal to 2300 kg/m³) and the Poisson's ratio of the concrete equal to 0.20 according to ABNT NBR 6118 [29].

Besides that, the values summarized in Table 2 are required: dynamic elastic modulus of the concrete (Edyn) (obtained by retroanalysis from the average wave speeds observed in the tests in each group of piles); time in which the hammer remains in contact with the top of the pile (tc) assumed to be equal to the initial wavelength obtained by retro-analysis on the reflectograms of the tests performed on the piles and the maximum load (F) applied at the top of the pile also obtained by the average observed in the reports of the tests. It is important to note that the exponential amplification functions that were adopted in the models are the same as the ones used in the field results treatments.

With the properties calibrated, the results obtained in the field tests in Groups 1 to 5 were compared with the results of the numerical simulations in relation to the influence of the reinforcement. To expand the analyzes, from each of the 5 (five) simulations were derived another 3 (three), parametric, in which only one item was varied in the models of origin: the steel/concrete rate. Table 3 summarizes the simulations performed.

The variations in the steel/concrete rate observed in the other simulations not highlighted in Table 3 followed the following logic: to simulate the influence on the results, maintaining all other properties calibrated with the field results, of the variation of the reinforcement ratio (relation between the area of steel and concrete area) to 0.50%, the minimum required by ABNT NBR 6122 [1], to 4.00% and to the maximum allowable per standard (8.00%).

4. Results and discussions

From Figure 1 to Figure 5, the results obtained in simulations 1 to 20 were indicated, where it was observed that the amplification functions of the signals adopted in the treatment of the field results and maintained in the numerical simulations were not enough to equal the amplitude of the signal of toe with the amplitude of the initial signal.

Table 3

Summary of the numerical simulations performed for comparison with field results

Simulation	Φ (in m)	Steel/ concrete (%)	Simulation	Φ (in m)	Steel/ concrete (%)	Simulation	Φ (in m)	Steel/ concrete (%)
1	0.30	0.50	8	0.50	8.00	15	0.70	4.00
2*	0.30	1.14	9	0.50	0.50	16	0.70	8.00
3	0.30	4.00	10***	0.50	0.61	17	0.80	0.50
4	0.30	8.00	11	0.50	4.00	18****	0.80	1.17
5	0.50	0.50	12	0.50	8.00	19	0.80	4.00
6**	0.50	0.51	13	0.70	0.50	20	0.80	8.00
7	0.50	4.00	14***	0.70	1.04	_	_	_

* comparable to piles of Group 2; ** comparable to piles of Group 3; *** comparable to piles of Group 1; **** comparable to piles of Group 4;

***** comparable to piles of Group 5; Φ = piles diameter



Figure 1

Reflectograms obtained in simulations 1 to 4



Figure 2

Reflectograms obtained in simulations 5 to 8







This was done to allow a comparative analysis between field results and simulations. It is possible to demonstrate that, with this, the analysis by the Beta method, that is based on the relation between amplitudes of the peaks observed in the reflectogram, proposed by Rausche and Goble [25], with graphical data collection, was impaired, especially when the transition from the reinforced to the unreinforced part of the pile is located at relevant depths at the pile, when the steel/concrete rate is high and when the damping effects generated by the soil are high. In the cases studied, the Beta values calculated graphically directly from the reflectograms indicated in Figures 1 to 5 are 0.45% to 18.60% greater than the Beta values obtained analytically. Thus, in Table 4 are indicated Beta values obtained analytically or graphically with corrected amplification functions.

The simulations carried out illustrate that disregarding the modulus of elasticity and specific mass variation between the reinforced and unreinforced sections of the pile may result in the false conclusion



Figure 4

Reflectograms obtained in simulations 13 to 16





Table 4

Summary of Beta values (%) obtained in Simulations 1 to 20

Simulation	Beta (%)	Classification using Rausche and Goble (1979)
1	98.24	Slightly damaged
2	96.05	Slightly damaged
3	87.41	Slightly damaged
4	77.72	Significantly damaged
5	98.31	Slightly damaged
6	98.27	Slightly damaged
7	87.98	Slightly damaged
8	78.61	Significantly damaged
9	98.36	Slightly damaged
10	98.00	Slightly damaged
11	88.31	Slightly damaged
12	79.13	Significantly damaged
13	98.24	Slightly damaged
14	96.41	Slightly damaged
15	87.55	Slightly damaged
16	77.93	Significantly damaged
17	98.13	Slightly damaged
18	95.74	Slightly damaged
19	86.85	Slightly damaged
20	76.87	Significantly damaged

Table 5

Summary of Beta values (%) obtained in the piles of Group 2

that the pile is damaged at the transition point. For conventional rates steel/concrete, below 4% (which still represents a high density of reinforcement such as 9 bars of 20mm in a 30cm diameter pile) a quantitative analysis by the Beta method and classified by Rausche and Goble [25] would lead to the conclusion of a slight damage to the pile.

4.1 Comparisons with field results

In the reflectograms obtained from low strain integrity field tests it was possible to identify a clear reflection in the region of the tip of the reinforcement in the piles of Group 2. In the Table 5 are indicated the amplitudes and values of Beta obtained graphically from the reports of each of the piles that form the group mentioned, as well as what would be the classification of the damage by Rausche and Goble [25] disregarding the influence of the reinforcement bars. From the 32 piles tested 12 showed relations between the amplitude of the initial wave generated by the blow of the hammer and the amplitude of the variation of particle velocity generated in the approximate region of the tip of the reinforcement bars of the pile very close to those found in the numerical model. Twenty-one (21) piles would present a classification by Rausche and Goble [25] equal to that obtained numerically (slightly damaged), 10 worst (significant damage and seriously damaged) and 1 would

Pile	Amplitude of the initial peak (cm/s)	Average amplitude of the reflected peak (cm/s)	Beta (%)	Classification
E37	0.547	0.162	74.20	Significant damage.
E38	0.690	0.098	86.74	Slightly damaged
E39	0.464	0.023	95.16	Slightly damaged
E40	0.545	0.122	79.87	Slightly damaged
E45	0.502	0.073	86.44	Slightly damaged
E46	0.300	0.256	40.19	Seriously damaged
E47	0.390	0.182	62.16	Significant damage
E48	0.444	0.064	86.55	Slightly damaged
E49	0.312	0.064	81.40	Slightly damaged
E50	0.413	0.370	38.13	Seriously damaged
E51	0.373	0.200	57.72	Seriously damaged
E52	0.395	0.049	88.32	Slightly damaged
E53	0.624	0.143	79.44	Significant damage
E54	0.372	0.020	94.76	Slightly damaged
E55	0.419	—	—	No damage.
E68	0.487	0.049	90.42	Slightly damaged
E69	0.373	0.030	92.27	Slightly damaged
E70	0.494	0.106	80.62	Slightly damaged
E71	0.426	0.045	89.97	Slightly damaged
E72	0.279	0.068	78.27	Significant damage
E73	0.516	0.167	72.14	Significant damage
E74	0.375	0.068	83.37	Slightly damaged
E75	0.409	0.038	91.12	Slightly damaged
E76	0.270	0.024	91.49	Slightly damaged
E77	0.283	0.011	96.19	Slightly damaged
E78	0.313	0.016	95.02	Slightly damaged
E79	0.370	0.019	94.99	Slightly damaged
E80	0.301	0.015	95.14	Slightly damaged
E81	0.244	0.045	83.11	Slightly damaged
E82	0.276	0.083	73.86	Significant damage
E85	0.426	0.042	90.60	Slightly damaged
E92	0.518	0.162	72.95	Significant damage

be classified as with no damage. Using the classification proposed by Rausche and Goble [25], therefore, 10 piles with possible significant or serious damages could be selected for additional testing or even reinforcement. However, as explained in the following paragraphs, disregarding the variation of the modulus of elasticity between the reinforced and the unreinforced parts of the piles, in addition to other factors such as the densification of the concrete at the tip of the reinforcement contribute to these results being erroneously interpreted.

On average, a relation between initial and reinforcement tip amplitudes was found to be lower than that obtained numerically (resulting in an average beta equal to 81.37%), indicating that at the end of the reinforcement cage there may be a trend towards greater densification of the concrete than that considered in the numerical simulations (possibly due to the confinement generated by the bars) followed by a reduction in density and modulus of elasticity.

A factor that helps to prove this hypothesis is that in piles E46, E50 and E55, dynamic loading tests were carried out with 13.6 kN hammers. The results of maximum resistance mobilized (calculated by the CAPWAP method) were 924 kN, 869 kN and 1077 kN, respectively, all satisfactory therefore (working load of 260 kN). It was observed that the piles E46 and E50 were the ones that presented the lowest Beta percentage among the analyzed ones and the E55 the largest (did not show impedance variations between the reinforced and unreinforced sections) and, nevertheless, the resistance results were satisfactory for all. It is less likely, therefore, that the larger amplitudes of the waves reflected in the transition from the reinforced part to the unreinforced have been generated by large changes in the piles cross sections since there was no significant variation of resistance between the piles that presented greater variation of impedance (E46 and E50) than the one with the lowest impedance variation (E55).

Differently from what happened in the piles of Group 2, in the piles of Groups 1, 3, 4 and 5 it was not possible to identify a clear reflec-

tion in the reinforcement cage tip for comparison with the numerical simulations 6, 10, 14 and 18. It is difficult to distinguish a peak of velocity that may have been caused by the variation of modulus of elasticity and specific mass at that location. Contribute to this situation: the transition between the reinforced and unreinforced parts of the piles in simulation 2 (Group 2) are closer to the top of the pile (4.60 m) than in the others (at least 8.00 m) and therefore , the reflected signal is subject to less damping; the piles of the simulations 6, 10, 14 and 18 have larger diameter and, consequently, the three-dimensional effects resulting from the difference in between the pile and the hammer diameters are more evident; the steel/ concrete rate is very low and so are the reflections in the transition and it is noticed that intermediate reflections generated either by variations of section of the stake before the transition between the reinforced and unreinforced parts of the pile or by external interferences make it difficult to observe this variation of velocity.

Thus, in the comparisons between simulations and results of field tests, of the 32 piles in which it was possible to identify a velocity peak close to the transition between the reinforced and unreinforced parts of the piles (all belonging to Group 2 of the present paper), 12 (37.5%) presented relations between the amplitude of the initial wave generated by the blow of the hammer and the amplitude of the variation of velocity generated in the approximate location of the tip of the reinforcement bars of the pile very close to those found in the numerical model and, therefore, obtained theoretically. Thus, in 21 of the 32 piles (65.63%), the analysis of the severity of possible damage by the Beta method would result in the same classification by both the numerical simulation and the field results analysis, in 10 (31.25%) of them worst and in 1 (3.13%) it was not possible to identify in the field reflectogram a perceptible variation of velocity in the tip of the reinforcement bars, in which case the pile would be classified as intact in that location. On average, the ratio between initial amplitudes and that generated in the tip of the bars observed in the field tests was lower than



Classification of the possible damages in the transition between reinforced and unreinforced parts of the pile

Figure 6

Classification of the possible damages in the transition between reinforced and unreinforced parts of the pile

that obtained numerically (resulting in an average Beta equal to 81.37%). Although in some cases the reflections may have been magnified by diverse effects that are not exclusively generated by the reinforcement, it is possible to affirm that these results indicate that at the tip of the bars there can be a tendency of greater densification of the concrete (due to the confinement generated by the bars, by the presence of concrete spacers and of the transverse reinforcement bars) followed by a reduction of density and modulus of elasticity in the unreinforced part of the piles greater than the theoretical ones. This assumption can be corroborated in future researches with core drilling tests.

4.2 New classification for possible damages in the tip of the reinforcement bars

As previously shown, disregarding the modulus of elasticity and specific mass variation between the reinforced and unreinforced parts of the piles may result in the false conclusion that the pile is damaged in that location, especially when the pile has a higher steel/concrete rate. A new classification for analysis of impedance variations detected in the reinforcement bars tip is proposed in this paper, considering the following variables:

- a) Modulus of elasticity of the concrete without reinforcement;
- b) Specific mass of the concrete without reinforcement;
- c) Pile diameter;
- d) Steel/concrete rate.

The variation of the specific mass of the concrete without reinforcement has low influence in the calculation of Beta and, therefore, in the results (keeping constant the modulus of elasticity of the concrete in a pile with 4% of steel/concrete rate and varying the specific mass of the unreinforced concrete from 2000 to 2500 kg/m³ changes the Beta values in approximately 1.4%). It was adopted, in this new classification system, therefore, the value of the specific mass of the unreinforced concrete as being equal to 2400 kg/m³ [29].

However, the modulus of elasticity has a greater influence. The smaller the modulus of elasticity adopted for concrete without reinforcement, the smaller the calculated Beta and therefore the less favorable to the safety is the proposal of a new classification system. As the Beta values vary significantly considering different values of modulus of elasticity for the concrete, this property was considered as a variable in the proposed system. Thus, simulations were performed considering the following unreinforced concrete modulus of elasticity: 25000 MPa, 30000 MPa, 35000 MPa and 40000 MPa, within the range of values, therefore, verified in all simulations and field tests of this paper.

Thus, simulations and calculations are made to obtain the theoretical beta factor in the transition between the reinforced and unreinforced parts of the piles for each simulated steel/concrete rate. This first result offers Beta values above which the pile could be considered as "not damaged" (the perceived velocity peak at the tip of the bars embedded into the pile would simply correspond to the theoretical variation of modulus of elasticity and specific mass of a reinforced to an unreinforced concrete and not to an effective pile damage).

To complete the classification system it is necessary to simulate and calculate the range of Beta values that would define a pile with possible slight damages, with possible significant damages and with possible serious damages. By means of retro-analysis, maintaining constant modulus of elasticity and specific mass of the pile, it is possible to calculate that in the classification system proposed by Rausche and Goble [25] it was considered as possible slight damage in the pile a variation of section of the pile of up to 20%, as a possible significant damage a pile section variation of up to 40% and as serious damage section variations above that value.

These values were maintained in the classification proposed here. Thus, a new series of calculations and simulations were performed obtaining, for each steel/concrete rate, what would be the values obtained for the Beta factor varying the section of the pile in 20% and in 40%. The result of all the simulations performed was compiled in Figure 6.

Therefore, with a reflectogram obtained in a field test with clear toe reflection, an amplification function is applied such as the amplitude of the reflected signal at the toe of the pile is equal to the amplitude of the initial signal (given by the blow of the hammer). If there is an intermediate reflection that coincides with the tip of the bars embedded in the pile, the amplitude of this reflection of the reflectogram is ignored. Once obtained these two values (amplitude of the initial velocity peak and amplitude of the velocity peak in the tip of the reinforcement cage) Equation (6) is applied to calculate the Beta value according to Bungenstab and Beim [3].

ß –	$1 - \alpha$	(6)
μ-	$1 + \alpha$	

Where:

 α – ratio between the amplitude (A2) observed in the transition of the reinforced to the unreinforced part of the pile and twice the amplitude (A1) of the initial peak (Figure 7).

With this "Beta" value, an estimate of the dynamic modulus of elasticity of the unreinforced concrete used in the pile and the steel/ concrete rate, the classification of possible pile damage is verified in the corresponding graph (see Figure 6). If the point obtained stays in the blue area, the pile may be considered as possibly with no damages, in the yellow area, there is possibly a slight damage in the pile, in the green area possible significant damage and in the red area, possible serious damage. It is important to note that the classification proposed here and the Figure 6 are valid for velocity peaks observed at the point of reinforcement bars tip embedded in a partially reinforced pile.

Note the significant differences in classification of the piles in relation to that proposed by Rausche and Goble [25], especially for higher steel/concrete rates. As for the graphs, they were generated supported largely in theoretical aspects and in the whole background reported in this paper. Nevertheless, it is important to emphasize that a possible user of this classification must know all the considerations reported in [30], the restrictions and limitations of the test and even reclassify the damages.

5. Conclusions

From the results of the study, the following conclusions were obtained:

a) It was realized that any analysis based on the evaluation of a possible pile damage by the Beta or equivalent method is impaired without the clear identification of the tip in the test and the correct amplification of the signals in such a way that the amplitude of the tip signal is equal to the amplitude of the initial peak generated by a hammer blow. However, when the reflection, caused whether by the reinforcement bars or by some pile damage, occurs a few meters deep in the pile, this problem is minimized since near the top the amplification factor in exponential functions is low (damping effects are smaller than at higher depths).

- b) In most of the piles (Groups 1, 3, 4 and 5) it was not clear from the reflectogram of the field test, the reflection due to the variation of modulus of elasticity and the specific mass between the parts. Contributed to the difficulty of identifying this reflection: the high frequency interferences, the higher damping of the signals at higher depths and the relatively low reinforcement rate of the piles (up to 1.17%). In the piles with smaller diameter (0.30 m), with clear identification of tip signal, without signal reflections identified before the tip of the reinforcement bars and with a transition between the reinforced part to the unreinforced part at lower depths (up to 4.60 m) it was possible to identify velocity peaks in the signal indicating a variation of impedance that can be attributed to the effect of the reinforcement embedded in the pile concrete.
- c) The analyzes carried out showed the possibility of adjusting the classification of potential pile damages proposed by Rausche and Goble [25], based on the Beta method, considering the influence of the reinforcement. This new classification was proposed in item 4.2. This new classification can be tested in future works with subsequent exhumation of the piles or core drilling tests for effective field verification of the methodology.

6. Acknowledgments

The authors thank the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) for the promotion of research through the Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Construção Civil (PPGECC) of UFPR, as well as the company Protec Engenharia de Projetos for the availability of data used.

7. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Fundações – NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.
- [2] SCHAUER, M. & LANGER, S. Numerical simulations of pile integrity tests using a coupled FEM SBFEM approach. PAMM, v.12, s/n., 2012; p. 547-548.
- [3] BUNGENSTAB, F. C., & BEIM, J. W. (2015). Continuous Flight Auger (CFA) Piles – A Review of the Execution Process and Integrity Evaluation by Low Strain Test. Proceedings of the Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires, 2015, Anais, Buenos Aires, 2015, v.15, p.414-421.
- [4] ORDÓÑEZ, J. A. R., & BOTERO, V. H. R. (2010). Análisis espectral de propagación de ondas para análisis de pruebas de integridad de pilotes. Ingenieria y Universidad, v.10, n.2, 2010; p.139-153.
- [5] AMBROSINI, D., & EZEBERRY, J. Long piles integrity through Impact Echo technique. Proceedings of the Con-

greso Argentino de Mecánica Computacional, 24º ,Buenos Aires, 2005, Anais, Buenos Aires, 2005, s/v.,p.619-651.

- [6] CHAI, H.-Y., WEI C.-F., PHOON K.-K., & YANG Y.-M. Some observations on the performance of the signal matching technique in assessment of pile integrity. Journal of Nondestructive Evaluation, v.30, n. 4, p.246-258.
- [7] LUO, W., CHEN, F., & HU, J. Improvement of Low Strain Pile Integrity Test. Proceedings of the ASEE (American Society of Engineering Education) Conference, Beijing, 2010, Anais, Beijing, 2010, s/v., p. 583-589.
- [8] DING, X., LIU H., LIU J., & CHEN Y. Wave propagation in a pipe pile for low-strain integrity testing. Journal of Engineering Mechanics, v.137, n 9., 2011; p.598-609.
- [9] COSIC, M., FOLIC, B., & FOLIC, R.. Numerical simulation of the pile integrity test on defected piles. Acta Geotechnica Slovenica, v.11, s/n., 2014; p.4-19.
- [10] WANG, Z., WU, Y., & XIAO, Z. Numerical Assessment of Factors Affecting Waveform Based on Low Strain Testing of Piles. Open Civil Engineering Journal, v.8, s/n., 2014; p.64-70.
- [11] HETLAND, J. (2015). Numerical Modelling of a Pile Model Test with Focus on Small-strain Stiffness. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Departamento de engenharia civil e de transporte, Norwegian University of Science and Technology, 130p..
- [12] HOU, S.-W., HU S.-J., GUO S.-P., & ZENG Y.-Q. (2016) The Research of Multi-defective Piles for Low Strain Testing and Numerical Simulation. Structures Congress, 16°, Jeju Island, 2016, Anais, Jeju Island, 2016, s/ v., p.1-8.
- [13] LIANG, L., RAUSCHE, F. (2011) Quality Assessment Procedure and Classifications of Cast-in-Place Shaft using Low Strain Dynamic Test. Deep Foundations Institute Annual Conference on Deep Foundations, 36°, Boston, 2011, Proceedings, Boston, 2011, s/ v., p.553-562.
- [14] WEBSTER, K.; RAUSCHE F.; WEBSTER, S. (2011) Pile and Shaft Integrity Test Results Classification, Mitigation, Acceptance, and/or Rejection. In: Transportation Research Board, 90°, 2011.
- [15] CUNHA,R.P.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C.M. (2002) Controle de qualidade e aceitação de estacas moldadas in loco via utilização de ensaios de integridade de estacas (PIT). Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12º, São Paulo, 2002, v.3, p. 1569-1579.
- [16] SMITH, E.A.L. Pile-Driving Analysis by the wave equation. ASCE Paper, v.127,s/n°, 1964; p.1145.
- [17] LYSMER, J.F.E.R., & RICHART, F.E. Dynamic Response of Footings to Vertical Loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.92, n°1, 1966; p.65-91.
- [18] NOVAK, M. Dynamic stiffness and damping of piles. Canadian Geotechnical Journal, v.11, n.4, 1974 p.574-598.
- [19] SIMONS, H.A., & RANDOLPH, M.F. (1984). A New Approach to One-Dimensional Pile Driving Analysis, Cambridge: Cambridge Univ., Engineering Dep, v. 159, 1984.
- [20] YU, C.-P., & LIAO, S.-T. Theoretical basis and numerical simulation of impedance log test for evaluating the integrity of columns and piles. Canadian geotechnical journal, v.43, n.12, 2006; p.1238-1248.

- [21] NEWMARK, N. M. A method of computation for structural dynamics. Journal of Engineering Mechanics - ASCE, v.85, n.3, 1959; p.67-94.
- [22] HILBER, H. M., HUGHES, T. JR., & TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, v.5, n. 3, 1977; p. 283-292.
- [23] LIAO, S. T., & ROESSET, J. M. Dynamic response of intact piles to impulse loads. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v.21, s/n., 1997; p.255-275.
- [24] FINNO, R. J., GASSMAN, S. L., & OSBORN, P. W. (1997). Non-destructive evaluation of a deep foundation test section at the Northwestern University national geotechnical experimentation site. (Relatório/1997), Federal Highway Administration Office, Northwestern University, Evanston, Illinois, EUA, 306p.
- [25] RAUSCHE, F., & GOBLE, G. Determination of pile damage by top measurements. American Society for Testing and Materials: Philadelphia, n.670, 1979; p.500-506.
- [26] BOWLES, J. E. (1977) Foundation analysis and design McGraw Hill, Ltda.
- [27] KORMANN, A. C. M. (2002) Ensaio de integridade de estacas (PIT) – conceitos básicos. Workshop Controle de Qualidade de Fundações através de Provas de Carga Dinâmicas e Verificação de Integridade Estrutural, Sinduscon-SP e ABMS. São Paulo, 2002.
- [28] STROUD, M. A. (1989) The standard penetration test its application and interpretation. Conference on Penetration Testing in the UK, Londres, 1989. Anais... Londres: Thomas Telford, 1989.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [30] PASQUAL, R.P.S. (2018) Ensaios de baixa deformação para avaliação da integridade de estacas (PIT)-desenvolvimento de modelos numéricos por elementos finitos e contribuições às análises de resultados. Dissertação (Mestrado Engenharia de Construção Civil)-Universidade Federal do Paraná, 2018, 209 p..



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Proposal of a new system to classify possible damages in piles partially reinforced considering the results of low strain integrity tests

Proposta de novo sistema de classificação de possíveis danos em estacas parcialmente armadas a partir de resultados de ensaios PIT





R. P. S. PASQUAL ^a rodrigo@protecengenharia.com.br https://orcid.org/0000-0001-8667-066X

A. C. M. KORMANN ^a <u>alessander@ufpr.br</u> https://orcid.org/0000-0002-4512-3763

T. F. DE SOUZA JUNIOR ^b tennisonufpr@outlook.com https://orcid.org/0000-0003-0235-3152

Abstract

Low strain integrity tests in piles are relatively cheap, of quick execution and nondestructive. Despite all these advantages, several variables are involved and the influence of external factors can complicate the interpretation of the results. Between them, the influence of the pile reinforcement can be high lighted. In piles partially reinforced, the difference in density and elastic modulus of the concrete in different parts of the pile and the influence of the process of introducing the reinforcement bars can induce some reflections in the test that can be confused with damage in the pile and, therefore, should be taken into account to analyze the tests results. In this research, the influence of the reinforcement bedded in the piles is analyzed using numerical (FEM) simulations and comparing them with tests made in the field. A new classification of possible damages is proposed based on the analysis of the reflections observed at the end of the reinforcement cage embedded in a pile partially reinforced.

Keywords: piles, PIT, reinforcement effects.

Resumo

Os ensaios PIT para avaliação de integridade em estacas têm um custo relativamente baixo, são de rápida execução e não destrutivos. Apesar dessas vantagens, as inúmeras variáveis envolvidas e a influência de fatores externos podem tornar a interpretação dos resultados complicada. Dentre elas, destacam-se as armaduras das estacas. Em estacas parcialmente armadas, a variação de densidade e de módulo de elasticidade entre o trecho armado e não armado e eventuais alterações na interface decorrentes do processo de introdução da armadura podem gerar reflexões que podem ser confundidas com danos nas estacas e devem ser levadas em conta na análise dos resultados. Neste trabalho a influência da armadura inserida nas estacas é avaliada com auxílio de simulações numéricas por elementos finitos e comparação com resultados de ensaios PIT executados em campo. Um novo sistema de classificação de possíveis danos é proposto para análise de reflexões nos sinais de ensaios PIT gerados na ponta da armadura inserida em estacas parcialmente armadas.

Palavras-chave: estacas, PIT, influência da armadura..

Universidade Federal do Paraná, Centro Politécnico, Departamento de Construção Civil, Curitiba, PR, Brasil;
 Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Departamento de Construção Civil, Porto Alegre, RS, Brasil

Received: 30 Sep 2018 • Accepted: 14 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

Os riscos associados a problemas de integridade em fundações profundas levaram as normas brasileiras e internacionais a incluírem o tema em seus textos. Especificamente para estacas escavadas, a norma brasileira determina inspeções visuais em 1% das estacas (no mínimo uma por obra) para verificação da qualidade e integridade do fuste. Ainda que não requerida pela norma brasileira, algumas empresas têm exigido de seus fornecedores a execução de ensaios de integridade PIT em até 100% das estacas [1].

A velocidade de execução e o custo relativamente baixo são apontados como principais vantagens do ensaio. No entanto, muitas vezes a interpretação dos resultados desses ensaios é difícil especialmente quando há alterações na seção transversal das estacas ou quando há influência do solo circundante [2]. A armadura exposta acima do topo da estaca e estacas armadas parcialmente podem gerar alterações nos sinais obtidos no ensaio e dificultar a identificação de um dano [3].

Uma das formas de avaliação dos resultados obtidos no ensaio PIT e da influência desses fatores nos resultados é simular o ensaio numericamente ou analiticamente e comparar o resultado teórico obtido com o resultado prático. Ordóñez e Botero [4] por exemplo, utilizando uma solução analítica para o problema de propagação de ondas (base do ensaio PIT), simularam os resultados que seriam obtidos em estacas íntegras e em estacas com variações de seção em diversas condições. Ambrosini e Ezeberry [5] e Chai, Wei, Phoon e Yang [6] publicaram resultados obtidos em simulações numéricas modelando a estaca como uma barra e o solo como molas e amortecedores obtendo uma boa correspondência entre a simulação e resultados práticos em campo. Alguns trabalhos foram publicados recentemente simulando o ensaio em modelos numéricos tridimensionais com objetivos distintos como os de [2], [7], [8], [9], [10], [11] e [12].

Neste artigo, modelos numéricos por elementos finitos desenvolvidos pelo autor são utilizados para avaliar a influência das armaduras inseridas em estacas parcialmente armadas nos resultados dos ensaios PIT. Comparações são realizadas com ensaios realizados em campo. Um novo sistema de classificação de possíveis danos na transição entre trechos armado e não armado é proposto diferente dos que atualmente são utilizados como os propostos por Liang e Rausche [13], Webster, Rausche e Webster [14] e Cunha, Camapum de Carvalho e Silva [15].

2. Referencial teórico do estudo

Neste item é apresentado um breve resumo do referencial teórico que embasa as análises realizadas nessa pesquisa, com especial ênfase às simulações numéricas e à influência teórica da armadura da estaca no ensaio.

2.1 Simulação unidimensional por elementos finitos ensaio PIT

Considerando que o ensaio PIT se aproxima de um problema unidimensional, alguns trabalhos foram publicados simulando o ensaio por elementos finitos de forma similar ao proposto originalmente por Smith [16]. Nessa solução a estaca é considerada como uma barra e o solo como um sistema de molas e amortecedores. A carga aplicada no modelo no topo da estaca (simulação do impacto do martelo) não pode ser considerada como estática visto que há uma variação da força aplicada ao longo do tempo em que o martelo fica em contato com a estaca. Geralmente considera-se uma função seno considerando apenas metade da onda definida pela Equação (1).

$$F(t) = F_{max} \operatorname{sen}(\pi) \frac{t}{t_c}$$
(1)

Onde:

F(t) – Força no instante "t";

F_{max} – Força máxima aplicada;

t_c – Tempo de contato do martelo com o topo da estaca.

O solo é simulado atribuindo uma mola e um amortecedor na ponta e na lateral da estaca com propriedades calculadas conforme as Equações (2) a (5).

$$k_v = 2.75G_s \tag{2}$$

$$c_v = 2\pi \rho_s c_s r_p \tag{3}$$

$$C_v = \frac{0.85 K_v r_p}{C_s}$$
(4)

$$K_{v} = \frac{4 G_{s} r_{p}}{(1 - v_{s})}$$
(5)

Onde:

 ${\bf k}_{\rm v}$ – Constante elástica da mola que representa o solo ao longo do fuste da estaca;

G_s – Módulo de deformação cisalhante [como o ensaio PIT é um ensaio de baixa deformação recomeda-se o uso nesta fórmula do G0 (módulo cisalhante a pequenas deformações)];

 \mathbf{c}_{v} – coeficiente de amortecimento ao longo do fuste da estaca (lateral);

 ρ_s – Massa específica do solo;

 $c_s^{}$ – é a velocidade das ondas "S" no solo;

r_p – raio da estaca (em m);

C, – coeficiente de amortecimento na ponta da estaca;

K_v – coeficiente de reação vertical do solo na ponta da estaca;

v_s – coeficiente de Poisson do solo.

As Equações (2) a (5), baseadas nos estudos de Lysmer e Richart [17], Novak [18] e Simons e Randolph [19], são derivadas assumindo um disco rígido em um plano elástico. Segundo Yu e Liao [20] os erros introduzidos por essa simplificação são pequenos.

O problema é, então, resolvido subdividindo o domínio em partes menores (elementos finitos) cada qual representada por um conjunto de equações. Segundo Hetland [11], a resposta de cada elemento é caracterizada por seus graus de liberdade e definida por equações cujas soluções podem ser obtidas por métodos de integração direta no domínio do tempo como os de Newmark [21] e Hilber, Hughes e Taylor [22]. Para cada intervalo de tempo definido, usando os métodos descritos, são obtidos o deslocamento, a velocidade e a aceleração nos pontos que definem os elementos finitos. A variação de velocidade (denominada de velocidade de partícula) ao longo do tempo no ponto que define o topo da estaca pode ser, então, obtida e comparada com os reflectogramas obtidos nos ensaios PIT de campo.

2.2 Simulação tridimensional por elementos finitos do ensaio PIT

Teoricamente, nas simulações unidimensionais de PIT, a carga é considerada aplicada no ponto superior da estaca e não são levados em consideração os efeitos decorrentes da localização do impacto no topo da estaca, os efeitos decorrentes da relação entre a área de contato do martelo e a área do topo da estaca nem os efeitos decorrentes da radiação das ondas próximo ao topo da estaca.

Além disso, são necessárias: a atribuição de condições de contorno (a representação do solo é limitada em relação ao todo representando uma parte de um maciço que tem continuidade na prática), do modelo constitutivo do solo e de condições de contato na interface solo-estaca. Todas são questões relevantes nos modelos 3-D que não são levadas em conta nos modelos 1-D.

Nas simulações 3-D, o solo também pode ser modelado por elementos finitos em vez de substituído por molas e amortecedores. Isso torna ainda mais importante o cuidado com a discretização dos elementos finitos. Segundo Hetland [11] em análises dinâmicas uma divisão em elementos muito grandes pode resultar em imprecisão dos resultados com filtragem das frequências mais altas e uma divisão em elementos muito pequenos aumenta o tempo de processamento computacional significativamente.

Definido o modelo, de forma similar ao que ocorre no modelo unidimensional, os deslocamentos, velocidades e acelerações em cada ponto são obtidos a partir da solução da equação geral de dinâmica estrutural derivada da segunda lei de Newton usando um dos métodos de integração conhecidos.

Liao e Roesset [23] compararam os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos em modelos 1-D e 3-D chegando à conclusão de que, em termos gerais, os resultados são similares sendo que nos modelos 3-D há uma tendência de haver mais oscilações de alta frequência nos sinais de velocidade de partícula. Uma estaca pode ser considerada, por aproximação, uma barra elástica unidimensional em simulações de ensaios PIT se ela satisfizer duas condições: o comprimento de onda for maior que o diâmetro e menor que o comprimento da estaca [7].

2.3 Influência da armadura na interpretação do ensaio PIT

No momento em que se aplica um golpe com o martelo no topo da estaca no ensaio, gera-se um pulso de tensão, transiente, cujo efei-

to se propaga ao longo da estaca. Devido à inércia do elemento, a tensão e deformações causadas pela força radiam do ponto de aplicação para todas as direções. Qualquer ponto da estaca estará em completo repouso antes e depois que todos os efeitos do impacto gerado sejam dissipados. Esse fenômeno é chamado de propagação de uma onda de tensão. Há, geralmente, três tipos de ondas de tensão gerados quando se causa alguma movimentação repentina em um corpo elástico e uma distorção física no meio como no caso do ensaio PIT: ondas de compressão (ondas tipo "P" ou longitudinais), ondas de cisalhamento (ondas tipo "S" ou transversais) e ondas que se propagam pela superfície e penetram relativamente pouco no interior da estaca (ondas Rayleigh ou ondas tipo "R") [24]. Considerando por aproximação a estaca como uma barra, a onda de compressão se propaga axialmente para baixo e se reflete para cima quando atinge sua ponta. Outras reflexões podem ocorrer quando houver uma mudança no material da estaca, uma mudança na área ou um seccionamento da estaca. Quando as estacas não são armadas em toda a sua extensão,

Quando as estacas não são armadas em toda a sua extensão, durante o ensaio as ondas de tensão se propagam parte em uma estaca armada e parte em uma estaca não armada. Teoricamente, a repentina variação de módulo de elasticidade e densidade da seção composta da estaca na transição entre esses trechos pode gerar uma reflexão (devido à redução de impedância) que pode ser confundida com um dano na estaca. Neste artigo essa hipótese é analisada utilizando simulações numéricas e resultados de ensaios de campo.

2.4 Análise gráfica pelo método Beta

A magnitude dos potenciais danos em uma estaca pode ser estimada quando há sinal claro de ponta. Nesse caso, as amplitudes de reflexão de ponta e do impacto inicial são igualadas e a estimativa da magnitude do dano é dada pelo cálculo de Beta (β). De acordo com Rausche e Goble [25], Beta (β) pode ser calculado pela relação entre as impedâncias dos trechos com possível dano e a impedância da estaca íntegra.

3. Materiais e programa experimental

Foram selecionados em banco de dados disponível na empresa Protec Engenharia de Projetos, 5 (cinco) grupos de estacas com diferentes características. Cada grupo de estacas foi executado em local distinto dos demais porém todos eles na região metropolitana de Curitiba/PR. Para melhor identificação no restante

Tabela 1

Resumo das características das estacas

Estacas				Armadura		
Grupo	Número de estacas	Diâmetro (em m)	Comprimento (em m)	Número de barras e bitola (em mm)	Comprimento embutido da armadura (em m)	
1	40	0,50	13,00	6 de 16	8,00	
2	32	0,30	15,00	4 de 16	4,60	
3	12	0,50	10,90	5 de 16	8,00	
4	12	0,70	20,50	5 de 32	8,80	
5	12	0,80	21,80	12 de 25	10,50	
Grupo	Edyn (em MPa)	tc (em ms)	F (em kN)	Função de amplificação (em vezes)		
-------	------------------	---------------	--------------	-----------------------------------------		
1	40312,20	0,63	8,97	15		
2	36102,40	1,20	2,69	10		
3	38768,30	1,11	3,53	10		
4	36793,80	0,46	16,77	10		
5	33989,70	0,51	8,87	10		

Tabela 2 Dados de entrada complementares

deste trabalho, os grupos de estacas foram numerados de 1 a 5. Na Tabela 1 estão resumidas as principais características de cada um deles, extraídas de projeto, além de outros dados de entrada dos modelos numéricos e posterior comparação entre resultados. As propriedades elásticas do solo: módulo de elasticidade (Es) e o coeficiente de Poisson (vs) além da massa específica (ps) foram estimados com base em resultados de furos de sondagem SPT realizados próximos ao estaqueamento.

Foram adotados os valores de coeficiente de Poisson de 0,4 e massa específica de 1800 kg/m3 para todos os tipos de solo abrangidos na pesquisa condizentes com valores presentes na literatura [26]. No caso do peso específico, ensaios realizados em amostras coletadas em campo indicam que o valor de 1800 kg/m³ representa uma estimativa próxima da realidade. Para estimativa do módulo de elasticidade do solo foi adotado Eu/NSPT,60 = 9 valor próximo ao obtido por Kormann [27] para solos da formação Guabirotuba e dentro da faixa de valores encontrada nos estudos de Stroud [28] para graus de carregamento muito baixos.

Como o ensaio PIT caracteriza-se por ser um ensaio de baixa deformação e dinâmico, a correlação com ensaios de campo de grande deformação como o SPT e que afetam majoritariamente as camadas iniciais (como ensaios de placa) não é precisa. Optou-se, então, por fazer uma estimativa desses parâmetros para as simulações numéricas com base em correlações obtidas a partir de ensaios SPT e uma posterior retroanálise comparando os resultados obtidos com o amortecimento dos sinais identificados nos resultados dos ensaios. Os resultados indicaram que as propriedades atribuídas para o solo geraram amortecimento nos sinais muito próximos dos observados nos ensaios.

Para finalizar a coleta de dados de entrada são necessários:

massa específica do concreto da estaca (assumida uma média ao longo do comprimento de 2300 kg/m3) e o coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,20 de acordo com ABNT NBR 6118 [29].

Além disso são necessários os valores resumidos na Tabela 2: módulo de elasticidade dinâmico do concreto (Edyn) (obtido por retroanálise a partir das velocidades médias de onda observados nos ensaios PIT em cada grupo de estacas); tempo de contato do martelo com a estaca (tc) assumido como igual a comprimento de onda inicial médio obtido por retroanálise nos reflectogramas dos ensaios PIT realizados nas estacas e a carga máxima (F) aplicada no topo da estaca também obtida pela média observada nos relatórios dos ensaios PIT. É importante destacar que as funções de amplificação exponencial nos modelos foram adotadas iguais às utilizadas no tratamento dos resultados de campo.

Uma vez calibradas as propriedades, foram compararados os resultados obtidos nos ensaios PIT nas estacas dos Grupos 1 a 5 com os resultados das simulações numéricas no aspecto da influência da armadura. Para enriquecer as análises, de cada uma das 5 (cinco) simulações foram derivadas outras 3 (três), paramétricas, em que se variou somente um item nos modelos de origem: a taxa de aço. Na Tabela 3 é apresentado um resumo das simulações que foram realizadas.

As variações da taxa de aço realizadas nas demais simulações não destacadas na Tabela 3 seguiram a seguinte lógica: simular a influência nos resultados, mantidas todas as demais propriedades calibradas com os resultados de campo, da variação da taxa de armadura (relação entre a área de aço e a área de concreto) para 0,50%, a mínima prevista pela norma ABNT NBR 6122 [1], para 4,00% e para a máxima admissível por norma (8,00%).

Tabela 3

Resumo das simulações numéricas realizadas para comparação com resultados de campo

Simulação	ф (em m)	Taxa de aço (%)	Simulação	ф (em m)	Taxa de aço (%)	Simulação	ф (em m)	Taxa de aço (%)
1	0,30	0,50	8	0,50	8,00	15	0,70	4,00
2*	0,30	1,14	9	0,50	0,50	16	0,70	8,00
3	0,30	4,00	10***	0,50	0,61	17	0,80	0,50
4	0,30	8,00	11	0,50	4,00	18****	0,80	1,17
5	0,50	0,50	12	0,50	8,00	19	0,80	4,00
6**	0,50	0,51	13	0,70	0,50	20	0,80	8,00
7	0,50	4,00	14****	0,70	1,04	_	_	_

Legenda: *comparável com estacas do Grupo 2; **comparável com estacas do Grupo 3; ***comparável com estacas do Grupo 1; ****comparável com estacas do Grupo 5; Φ = diâmetro de estacas



Reflectogramas obtidos nas simulações 1 a 4



Figura 2

Reflectogramas obtidos nas simulações 5 a 8

4. Resultados e discussões

Da Figura 1 a Figura 5 estão indicados os resultados obtidos nas simulações 1 a 20, onde foi observado que as funções de amplificação dos sinais adotadas no tratamento dos resultados de campo e mantida nas simulações numéricas não foi suficiente para igualar a amplitude do sinal de ponta com a amplitude do sinal inicial.

Isso foi feito para permitir uma análise comparativa entre resultados de campo e as simulações. É possível demonstrar que, com isso, a análise pelo método Beta que é baseado na relação entre amplitudes dos picos observados no reflectograma proposto por Rausche e Goble [25] com obtenção gráfica de dados ficou prejudicada, em especial quando a transição do trecho armado para o não armado se situa a profundidades relevantes na estaca, quando a taxa de aço é elevada e quando os efeitos de amortecimento gerado pelo solo são altos.

Nos casos estudados, os valores de Beta calculados com auxílio da obtenção gráfica desse parâmetro diretamente dos reflectogramas indicados entre a Figura 1 e a Figura 5 são de 0,45% a 18,60% maiores que os valores de Beta obtidos analiticamente. Sendo assim, na Tabela 4 são indicados os valores de Beta que são obtidos analiticamente ou graficamente com funções de amplificação corrigidas.

As simulações realizadas ilustram que a desconsideração da variação de módulo de elasticidade e massa específica entre o trecho armado e não armado podem resultar na falsa conclusão de



Figura 3

Reflectogramas obtidos nas simulações 9 a 12



Figura 4

Reflectogramas obtidos nas simulações 13 a 16



Figura 5

Reflectogramas obtidos nas simulações 17 a 20

Tabela 4

Resumo dos valores de Beta (%) obtidos nas simulações 1 a 20

que a estaca está danificada no ponto de transição. Para taxas convencionais de aço, abaixo de 4% (o que representa, ainda assim, uma alta densidade de armadura como por exemplo 9 barras de 20mm em uma estaca de 30cm de diâmetro) uma análise quantitativa pelo método Beta e classificada por Rausche e Goble [25] levaria à conclusão de leves danos à estaca.

4.1 Comparações com resultados de campo

Nos reflectogramas obtidos dos ensaios PIT realizados em campo foi possível identificar uma clara reflexão na região da ponta da armadura nas estacas do Grupo 2. Na Tabela 5 estão indicadas as amplitudes e os valores de Beta obtidos graficamente dos relatórios de cada uma das estacas que formam o grupo citado, assim como qual seria a classificação do dano por Rausche e Goble [25] desconsiderando a influência da armadura.

Das 32 estacas ensaiadas 12 apresentaram relações entre a amplitude da onda inicial gerada pelo golpe do martelo e a amplitude da variação de velocidade gerada na cota aproximada da ponta da armadura da estaca muito próximas das encontradas no modelo numérico. Vinte e uma (21) estacas apresentariam uma classificação por Rausche e Goble [25] igual à obtida numericamente (Levemente danificada), 10 classificação pior (dano significativo e seriamente danificada) e 1 seria classificada como íntegra. Usando

Simulação	(%)	e Goble (1979)
1	98,24	Levemente danificada
2	96,05	Levemente danificada
3	87,41	Levemente danificada
4	77,72	Significativamente danificada
5	98,31	Levemente danificada
6	98,27	Levemente danificada
7	87,98	Levemente danificada
8	78,61	Significativamente danificada
9	98,36	Levemente danificada
10	98,00	Levemente danificada
11	88,31	Levemente danificada
12	79,13	Significativamente danificada
13	98,24	Levemente danificada
14	96,41	Levemente danificada
15	87,55	Levemente danificada
16	77,93	Significativamente danificada
17	98,13	Levemente danificada
18	95,74	Levemente danificada
19	86,85	Levemente danificada
20	76,87	Significativamente danificada

Tabela 5

Resumo dos valores de Beta (%) obtidos nas estacas do Grupo 2

Estaca	Amplitude do pico inicial (cm/s)	Amplitude média do pico refletido (cm/s)	Beta (%)	Classificação
E37	0,547	0,162	74,20	Dano significativo
E38	0,690	0,098	86,74	Levemente danificada
E39	0,464	0,023	95,16	Levemente danificada
E40	0,545	0,122	79,87	Levemente danificada
E45	0,502	0,073	86,44	Levemente danificada
E46	0,300	0,256	40,19	Seriamente danificada
E47	0,390	0,182	62,16	Dano significativo
E48	0,444	0,064	86,55	Levemente danificada
E49	0,312	0,064	81,40	Levemente danificada
E50	0,413	0,370	38,13	Seriamente danificada
E51	0,373	0,200	57,72	Seriamente danificada
E52	0,395	0,049	88,32	Levemente danificada
E53	0,624	0,143	79,44	Dano significativo
E54	0,372	0,020	94,76	Levemente danificada
E55	0,419	—	—	Sem danos
E68	0,487	0,049	90,42	Levemente danificada
E69	0,373	0,030	92,27	Levemente danificada
E70	0,494	0,106	80,62	Levemente danificada
E71	0,426	0,045	89,97	Levemente danificada
E72	0,279	0,068	78,27	Dano significativo
E73	0,516	0,167	72,14	Dano significativo
E74	0,375	0,068	83,37	Levemente danificada
E75	0,409	0,038	91,12	Levemente danificada
E76	0,270	0,024	91,49	Levemente danificada
E77	0,283	0,011	96,19	Levemente danificada
E78	0,313	0,016	95,02	Levemente danificada
E79	0,370	0,019	94,99	Levemente danificada
E80	0,301	0,015	95,14	Levemente danificada
E81	0,244	0,045	83,11	Levemente danificada
E82	0,276	0,083	73,86	Dano significativo
E85	0,426	0,042	90,60	Levemente danificada
E92	0,518	0,162	72,95	Dano significativo

a classificação proposta por Rausche e Goble [25], portanto, as 10 estacas com danos significativos e seriamente danificadas seriam motivo de ensaios adicionais ou até mesmo reforço. Entretanto, como explicitado nos parágrafos seguintes, a desconsideração, pelo método, da variação do módulo de elasticidade nos trechos armados e não armados da estaca somada a outros fatores como a densificação do concreto na ponta da armadura contribuem para que esses resultados sejam erroneamente interpretados.

Em média, foi verificada uma relação entre amplitudes inicial e na ponta da armadura menor do que a obtida numericamente (resultando em Beta médio igual a 81,37%) indiciando que no final do trecho armado possa haver uma tendência de maior densificação do concreto do que a teórica simulada (possivelmente devido ao confinamento gerado pelas barras) seguido de uma redução de densidade e módulo de elasticidade maiores que as teóricas no trecho não armado.

Um fator que ajuda a comprovar essa hipótese é que nas estacas E46, E50 e E55 foram realizadas provas de carga dinâmica com martelos de 13,6 kN cujos resultados de resistência máxima mobilizada (calculada pelo método CAPWAP) foram 924 kN, 869 kN e 1077 kN, respectivamente, todos satisfatórios portanto (carga de trabalho de 260 kN). Observa-se que as estacas E46 e E50 foram as que apresentaram o menor percentual Beta dentre as analisadas e a E55 o maior (não apresentou variações de impedância entre trecho armado e não armado) e, ainda assim, os resultados de resistência foram satisfatórios para todas. É menos provável, portanto, que as maiores amplitudes das ondas refletidas na transição do trecho armado para o não armado tenham sido geradas por grandes alterações de seção das estacas dado que não houve variação significativa de resistência entre as estacas que apresentaram maior variação de impedância (E46 e E50) da que apresentou a menor variação de impedância (E55).

Diferentemente do que ocorreu nas estacas do Grupo 2, nas estacas dos Grupos 1, 3, 4 e 5 não foi possível identificar uma clara reflexão na transição do trecho armado para o não armado para comparação com as simulações numéricas 6, 10, 14 e 18. É difícil distinguir um pico de velocidade que possa ter sido causado pela variação de módulo de elasticidade e massa específica nesse local. Contribuem para isso: a transição entre o trecho armado e não armado nas estacas da simulação 2 (Grupo 2) estão mais próximas do topo da estaca (4,60 m) do que nas demais (pelo menos 8,00 m) e, portanto, o sinal refletido fica sujeito a menos amortecimento; as estacas das simulações 6, 10, 14 e 18 têm maior diâmetro e, consequentemente, os efeitos tridimensionais decorrentes da diferença de diâmetro entre a estaca e o martelo são mais evidentes; a taxa de aço é muito baixa para que haja um maior destaque das reflexões e nota-se que reflexões intermediárias geradas seja por variações de seção da estaca antes da transição entre o trecho armado e não armado seja por interferências externas dificultam a observação dessa variação de velocidade.

Sendo assim, nas comparações com resultados de ensaios PIT realizados em campo, das 32 estacas em que foi possível a identificação de um pico de velocidade próximo à transição entre o trecho armado e não armado (todas pertencentes ao Grupo 2 de estacas da presente pesquisa), 12 (37,5%) apresentaram relações entre a amplitude da onda inicial gerada pelo golpe do martelo e a amplitude da variação de velocidade gerada na cota aproximada da ponta da armadura da estaca muito próximas das encontradas no modelo numérico e, por conseguinte, das obtidas teoricamente. Com isso, em 21 das 32 estacas (65,63%), a análise da gravidade do possível dano pelo método Beta resultaria na mesma classificação tanto pela simulação numérica quanto pela análise dos resultados de campo, em 10 (31,25%) delas classificação pior e em 1 (3,13%) não foi possível identificar no reflectograma de campo uma variação perceptível na transição entre o trecho armado e não armado, caso em que as estacas seriam classificadas como íntegras naquele trecho, portanto. Em média foi verificada uma relação entre amplitudes inicial e na ponta da armadura menor do



Gráfico para classificação dos possíveis danos na transição entre trecho armado e não armado _

Figura 6

Classificação do possível dano na transição entre trecho armado e não armado

que a obtida numericamente (resultando em Beta médio igual a 81,37%). Ainda que em alguns casos as reflexões possam ter sido magnificadas por efeitos diversos que não exclusivamente gerados pela armadura, é possível afirmar que esses resultados indiciam que no final do trecho armado pode haver uma tendência de maior densificação do concreto (devido ao confinamento gerado pelas barras, pela presença de espaçadores da armadura e da armadura transversal) seguido de uma redução de densidade e módulo de elasticidade maiores que as teóricas no trecho não armado. Essa suposição pode ser corroborada em pesquisas futuras com a extração de testemunhos (core drilling tests) das estacas ensaiadas.

4.2 Nova classificação de potenciais danos na ponta da armadura da estaca

Conforme demonstrado anteriormente, a desconsideração da variação de módulo de elasticidade e massa específica entre o trecho armado e não armado podem resultar na falsa conclusão de que a estaca está danificada no ponto de transição, especialmente quando a estaca tem uma taxa de aço mais elevada. Uma nova classificação para análise de variações de impedância detectadas na transição do trecho armado para o não armado é proposta neste artigo, tendo em vista as seguintes variáveis:

- a) Módulo de elasticidade do concreto sem armadura;
- b) Massa específica do concreto sem armadura;
- c) Diâmetro da estaca;
- d) Taxa de aço (relação entre a área de aço e a área de concreto armado).

A variação da massa específica do concreto sem armadura tem baixa influência no cálculo de Beta e, portanto, nos resultados (mantido constante o módulo de elasticidade do concreto em uma estaca com 4% de taxa de aço e variando a massa específica do concreto simples de 2000 a 2500 kg/m³ obtém-se valores de Beta cuja diferença é de cerca de 1,4%). Adotou-se para a elaboração desse novo sistema de classificação, portanto, o valor da massa específica do concreto simples como sendo igual a 2400 kg/m³ [29].

Já o módulo de elasticidade tem uma influência maior. Quanto menor o módulo de elasticidade adotado para o concreto sem armadura, menor o Beta calculado e, portanto, menos favorável à segurança fica a proposta de um novo sistema de classificação. Como os valores variam significativamente considerando valores distintos de módulo de elasticidade para o concreto, optou-se por considerar esse fator como uma variável no sistema proposto. Sendo assim, foram feitas simulações considerando módulos de elasticidade para o concreto simples de 25000 MPa, 30000 MPa, 35000 MPa e 40000 MPa, dentro da faixa de valores, portanto, verificada em todas as simulações e ensaios de campo desta pesquisa.

Com isso, são feitas simulações e cálculos para obtenção do fator beta teórico na transição entre o trecho armado e não armado para cada taxa de aço simulada. Esse primeiro resultado oferece valores de Beta acima dos quais a estaca estaria íntegra (o pico de velocidade percebido na ponta da armadura inserida na estaca corresponderia simplesmente à variação teórica de módulo de elasticidade e massa específica de um trecho armado a um não armado e não à um dano efetivo na estaca).

Para completar o sistema de classificação há que se simular e



Figura 7 Indicação das amplitudes da onda inicial e onda refletida

calcular a faixa de valores de Beta que definiriam uma estaca com possíveis leves danos, com possíveis danos significativos e com possíveis sérios danos. Por retroanálise, mantendo constantes módulo de elasticidade e massa específica da estaca, é possível calcular que no sistema de classificação proposto por Rausche e Goble [25] foi considerado como possível leve dano na estaca uma variação de seção da estaca de até 20%, como um possível dano significativo uma variação de seção da estaca de até 40% e como danos sérios variações de seção acima desse valor.

Foram mantidos esses valores na classificação aqui proposta. Sendo assim, uma nova série de cálculos e simulações foram realizadas obtendo, para cada taxa de aço, quais seriam os valores obtidos para o fator Beta variando a seção da estaca em 20% e em 40%. O resultado de todas as simulações realizadas foi compilado no gráfico da Figura 6.

Portanto, de posse de um reflectograma de um ensaio PIT com clara reflexão de ponta, aplica-se uma função de amplificação de tal forma que a amplitude do sinal refletido na ponta da estaca se iguale à amplitude do sinal inicial (dada pelo golpe do martelo). Havendo uma reflexão intermediária que coincida com a ponta da armadura inserida na estaca, desconsidera-se a amplitude dessa reflexão do reflectograma. De posse desses dois valores (amplitude do pico de velocidade inicial e amplitude do pico de velocidade na transição do trecho armado ao não armado), aplica-se a Equação (6) para obtenção do valor de Beta, de acordo Bungenstab e Beim [3].

$$\beta = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \tag{6}$$

Onde:

 α - relação entre a amplitude (A2) observada na transição do trecho armado ao não armado e o dobro da amplitude (A1) do pulso inicial (ver Figura 7).

De posse desse valor de "Beta", de uma estimativa do módulo de elasticidade dinâmico do concreto simples utilizado na estaca e da taxa de aço, verifica-se no gráfico correspondente (ver Figura 6) a classificação do possível dano na estaca. Se o ponto de encontro entre a taxa de aço e o "Beta" observado ficar na área em azul, a estaca pode ser considerada como possivelmente íntegra, na área em amarelo, há possível leve dano na estaca, na área em verde, possível dano significativo e na área em vermelho, possível

sério dano. Importante ressaltar que a classificação aqui proposta e a Figura 6 são válidas para picos de velocidade observados na cota da ponta da armadura inserida em uma estaca parcialmente armada (transição entre trechos armado e não armado).

Ressaltem-se as diferenças significativas de classificação das estacas em relação ao proposto por Rausche e Goble [25] especialmente para taxas de aço mais elevadas. Quanto aos gráficos, os mesmos foram gerados amparados amplamente em aspectos teóricos e em todo o embasamento relatado neste artigo. Ainda assim, é importante ressaltar que um eventual usuário dessa classificação deve conhecer todas as considerações relatadas em [30], as restrições e limitações do ensaio e, mesmo, reclassificar os danos.

5. Conclusões

A partir dos resultados do estudo realizado foram obtidas as seguintes conclusões:

- a) Foi percebido que qualquer análise baseada na avaliação de um possível dano em uma estaca pelo método Beta ou equivalente fica prejudicada sem a clara identificação da ponta no ensaio e a correta amplificação dos sinais de tal forma que a amplitude do sinal de ponta seja igual à amplitude do pico inicial gerado pelo golpe do martelo. Entretanto, quando a reflexão, quer seja pela armadura ou por algum dano na estaca, ocorre a poucos metros de profundidade, esse problema é minimizado visto que, próximo ao topo, o fator de amplificação em funções exponenciais é baixo (efeitos de amortecimento menores do que em profundidades mais elevadas).
- Na maior parte das estacas (Grupos 1, 3, 4 e 5) não ficou b) claramente evidente a partir do reflectograma do ensaio PIT realizado em campo, o surgimento de reflexão devido à variação de módulo de elasticidade e da massa específica entre os trechos. Contribuiu para a dificuldade de identificação dessa reflexão, as interferências de alta frequência, o maior amortecimento dos sinais em alta profundidade e a taxa de armadura relativamente baixa das estacas (até 1,17%). Nas estacas com menor diâmetro (0,30 m), com clara identificação de sinal de ponta, sem reflexões de sinal identificadas antes da ponta da armadura e com transição entre trecho armado para não armado a menor profundidade (até 4,60 m) foi possível identificar picos de velocidade no sinal indiciando uma variação de impedância que pode ser atribuída ao efeito da armadura inserida na estaca.
- c) As análises realizadas demonstram a possibilidade de ajuste da classificação dos potenciais danos nas estacas proposta por Rausche e Goble [25], baseada no método Beta, considerando a influência da armadura. Essa nova classificação foi proposta no item 4.2. Essa nova classificação pode ser testada em trabalhos futuros com posterior exumação das estacas ou amostragem rotativas para efetiva comprovação de campo da metodologia.

6. Agradecimentos

Os autores prestam agradecimentos à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo fomento à pesquisa através do Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Construção Civil (PPGECC) da UFPR, assim como à empresa Protec Engenharia de Projetos pela disponibilização dos dados utilizados.

7. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Fundações – NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.
- [2] SCHAUER, M. & LANGER, S. Numerical simulations of pile integrity tests using a coupled FEM SBFEM approach. PAMM, v.12, s/n., 2012; p. 547-548.
- [3] BUNGENSTAB, F. C., & BEIM, J. W. (2015). Continuous Flight Auger (CFA) Piles – A Review of the Execution Process and Integrity Evaluation by Low Strain Test. Proceedings of the Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires, 2015, Anais, Buenos Aires, 2015, v.15, p.414-421.
- [4] ORDÓÑEZ, J. A. R., & BOTERO, V. H. R. (2010). Análisis espectral de propagación de ondas para análisis de pruebas de integridad de pilotes. Ingenieria y Universidad, v.10, n.2, 2010; p.139-153.
- [5] AMBROSINI, D., & EZEBERRY, J. Long piles integrity through Impact Echo technique. Proceedings of the Congreso Argentino de Mecánica Computacional, 24°, Buenos Aires, 2005, Anais, Buenos Aires, 2005, s/v.,p.619-651.
- [6] CHAI, H.-Y., WEI C.-F., PHOON K.-K., & YANG Y.-M. Some observations on the performance of the signal matching technique in assessment of pile integrity. Journal of Nondestructive Evaluation, v.30, n. 4, p.246-258.
- [7] LUO, W., CHEN, F., & HU, J. Improvement of Low Strain Pile Integrity Test. Proceedings of the ASEE (American Society of Engineering Education) Conference, Beijing, 2010, Anais, Beijing, 2010, s/v., p. 583-589.
- [8] DING, X., LIU H., LIU J., & CHEN Y. Wave propagation in a pipe pile for low-strain integrity testing. Journal of Engineering Mechanics, v.137, n 9., 2011; p.598-609.
- [9] COSIC, M., FOLIC, B., & FOLIC, R.. Numerical simulation of the pile integrity test on defected piles. Acta Geotechnica Slovenica, v.11, s/n., 2014; p.4-19.
- [10] WANG, Z., WU, Y., & XIAO, Z. Numerical Assessment of Factors Affecting Waveform Based on Low Strain Testing of Piles. Open Civil Engineering Journal, v.8, s/n., 2014; p.64-70.
- [11] HETLAND, J. (2015). Numerical Modelling of a Pile Model Test with Focus on Small-strain Stiffness. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Departamento de engenharia civil e de transporte, Norwegian University of Science and Technology, 130p..
- [12] HOU, S.-W., HU S.-J., GUO S.-P., & ZENG Y.-Q. (2016) The Research of Multi-defective Piles for Low Strain Testing and Numerical Simulation. Structures Congress, 16°, Jeju Island, 2016, Anais, Jeju Island, 2016, s/ v., p.1-8.
- [13] LIANG, L., RAUSCHE, F. (2011) Quality Assessment Procedure and Classifications of Cast-in-Place Shaft using Low Strain Dynamic Test. Deep Foundations Institute Annual Conference on Deep Foundations, 36°, Boston, 2011, Proceedings, Boston, 2011, s/ v., p.553-562.

- [14] WEBSTER, K.; RAUSCHE F.; WEBSTER, S. (2011) Pile and Shaft Integrity Test Results Classification, Mitigation, Acceptance, and/or Rejection. In: Transportation Research Board, 90°, 2011.
- [15] CUNHA,R.P.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C.M. (2002) Controle de qualidade e aceitação de estacas moldadas in loco via utilização de ensaios de integridade de estacas (PIT). Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12º, São Paulo, 2002, v.3, p. 1569-1579.
- [16] SMITH, E.A.L. Pile-Driving Analysis by the wave equation. ASCE Paper, v.127,s/n°, 1964; p.1145.
- [17] LYSMER, J.F.E.R., & RICHART, F.E. Dynamic Response of Footings to Vertical Loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.92, n°1, 1966; p.65-91.
- [18] NOVAK, M. Dynamic stiffness and damping of piles. Canadian Geotechnical Journal, v.11, n.4, 1974 p.574-598.
- [19] SIMONS, H.A., & RANDOLPH, M.F. (1984). A New Approach to One-Dimensional Pile Driving Analysis, Cambridge: Cambridge Univ., Engineering Dep, v. 159, 1984.
- [20] YU, C.-P., & LIAO, S.-T. Theoretical basis and numerical simulation of impedance log test for evaluating the integrity of columns and piles. Canadian geotechnical journal, v.43, n.12, 2006; p.1238-1248.
- [21] NEWMARK, N. M. A method of computation for structural dynamics. Journal of Engineering Mechanics - ASCE, v.85, n.3 ,1959; p.67-94.
- [22] HILBER, H. M., HUGHES, T. JR., & TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, v.5, n. 3, 1977; p. 283-292.
- [23] LIAO, S. T., & ROESSET, J. M. Dynamic response of intact piles to impulse loads. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v.21, s/n., 1997; p.255-275.
- [24] FINNO, R. J., GASSMAN, S. L., & OSBORN, P. W. (1997). Non-destructive evaluation of a deep foundation test section at the Northwestern University national geotechnical experimentation site. (Relatório/1997), Federal Highway Administration Office, Northwestern University, Evanston, Illinois, EUA, 306p.
- [25] RAUSCHE, F., & GOBLE, G. Determination of pile damage by top measurements. American Society for Testing and Materials: Philadelphia, n.670, 1979; p.500-506.
- [26] BOWLES, J. E. (1977) Foundation analysis and design McGraw Hill, Ltda.
- [27] KORMANN, A. C. M. (2002) Ensaio de integridade de estacas (PIT) – conceitos básicos. Workshop Controle de Qualidade de Fundações através de Provas de Carga Dinâmicas e Verificação de Integridade Estrutural, Sinduscon-SP e ABMS. São Paulo, 2002.
- [28] STROUD, M. A. (1989) The standard penetration test its application and interpretation. Conference on Penetration Testing in the UK, Londres, 1989. Anais... Londres: Thomas Telford, 1989.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.

[30] PASQUAL, R.P.S. (2018) Ensaios de baixa deformação para avaliação da integridade de estacas (PIT)-desenvolvimento de modelos numéricos por elementos finitos e contribuições às análises de resultados. Dissertação (Mestrado Engenharia de Construção Civil)-Universidade Federal do Paraná, 2018, 209 p..



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Optimized dimensioning of steel-concrete composite beams

Dimensionamento otimizado de vigas mistas de aço e concreto

A. R. SILVA a amilton@ufop.edu.br https://orcid.org/0000-0002-7122-252X

T. A. RODRIGUES a tati10rodr@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-2488-4942

Abstract

The steel-concrete composite sections are often used in civil building in Brazil and around the world. The connection of the steel profile and the concrete slab increases the performance of the composite structural element due to the use of the advantages of each material. In this article, a bar element is used with an interface element for nonlinear analysis of steel-concrete composite beams with partial interaction. The objective is to develop an algorithm that uses this analysis tool to design steel-concrete composite beams looking for project optimized in terms of material costs. Defined spans, supports, ultimate and service load, an optimization algorithm is used to define the dimensions of the rectangular cross section of the concrete slab, I-shaped steel profile, and the reinforcement bars of the concrete slab, so that the quantity of these materials are the minimum to ensure structural safety, considering the ultimate and service limit states. The design constraints are obtained from building code requirements for concrete, steel and composite structures. The objective function is defined as the cost per unit length of the composite beam, obtained from the unit cost of each material, steel, concrete and reinforcement. In the optimization process, the iterative method sequential linear programming is used, in which the nonlinear problem is approximated by a sequence of linear problems, which has its optimum point defined step by step by the Simplex method. Examples of composite beams with ultimate loads defined in the literature were used to validate the implementations. Other examples were analyzed, being evaluated at each iteration the restrictions and objective function to verify the efficiency of the algorithm.

Keywords: piles, PIT, reinforcement effects.

Resumo

As seções mistas de aço e concreto estão cada vez mais sendo utilizadas na construção civil, tanto no cenário mundial quanto no Brasil. O trabalho conjunto do perfil de aço e da laje de concreto aumenta consideravelmente o desempenho do elemento estrutural misto devido ao aproveitamento das vantagens de cada material. Neste trabalho, é utilizado um elemento de barra em conjunto com um elemento de interface para análise não linear de vigas mistas de aço e concreto com interação parcial. O objetivo é montar um algoritmo que utilize essa ferramenta de análise para dimensionar vigas mistas de aço e concreto buscando um projeto otimizado em termos de gastos dos materiais. Definidos os vãos, os apoios, os carregamentos para verificação última e de serviço, um algoritmo de otimização é utilizado para definir as dimensões da seção transversal retangular da laje de concreto, do perfil I de aço e das barras de reforço da laje de concreto, de forma que a quantidade desses materiais seja mínima, garantindo a segurança estrutural, considerando os estados limites último e de serviço. As restrições de projeto são aquelas definidas em normas referentes ao dimensionamento de elementos lineares de concreto, aço ou misto. A função objetivo é definida como sendo o custo por metro linear da viga mista, obtida a partir do custo de cada material, aço, concreto e armadura. No processo de otimização é utilizado o método iterativo de programação linear sequencial, no qual o problema não linear é aproximado por uma sequência de problemas lineares, que tem seu ponto ótimo definido a cada passo usando o método Simplex. Exemplos de vigas mistas para as quais foram controlados a cada iteração as restrições e função objetivo verificando a funcionalidade do algoritmo.

Palavras-chave: otimização, vigas mistas, método simplex, programação linear sequencial.

Received: 24 Apr 2018 • Accepted: 07 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

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

1. Introdution

With the increasing use of computers together with computational mechanics to solve structural analysis problems, optimization processes have become an important tool for engineering. The optimization techniques aim to extract the maximum performance from the product or service. In structural engineering they can be applied in order to find, among the many possible solutions, the one that is more economical and meets the architectural, safety and constructive conditions.

Steel-concrete composite beams are structural elements composed of a rolled, cold-formed or built-up steel member attached to a conventional or steel-deck concrete slab by means of shear connectors. In most of the composite beam designs there are a greater number of variables than the number of equations related to these variables. Thus, it is necessary to assign values to some variables in order to calculate the others. That is, there exists an unlimited number (continuous variables) or large (discrete variables) of solutions to the problem. In view of this context, the objective of this work is to create an algorithm that uses tools for composite beam structural analysis searching for an optimized design in terms of quantity and cost of materials. In other words, defined spans, supports and loads for service and ultimate analyis of a composite beam, an optimization algorithm is used to define I-shaped steel section dimensions, rectangular concrete slab section dimensions, and the quantity and diameter of the reinforcement bars so that the amount of these materials is the minimum required to meet the safety criterion considering the ultimate and service limit state. In the verification of the ultimate and service limit state a structural analysis of the composite beam with partial interaction is required. For this, the finite element method is used simulating the composite beam by means of bar and interface elements developed by Silva and Sousa [1]. In this numerical simulation the bar elements simulate the concrete slab and the steel beam, while the interface element connects the bar elements and simulates the deformable connection at the interface between the concrete slab and the steel beam. Several works can be found in the literature for nonlinear numerical analysis of steel-concrete composite beams with partial interaction using bar finite elements [2-11].

Several works on optimization can be found in the literature in the most diverse areas of knowledge. Kravanja *et al.* [12] optimized composite beams in which the reinforced concrete slab is connected to a built-up steel section of type I. The technique used was MINLP (Mixed Integer Nonlinear Programming) that solves problems of nonlinear optimization with discrete and continuous variables. For this analysis, the authors verified the ultimate and service limit state and the objective function considers execution and material cost.

Kravanja *et al.* [13] investigated composite beams formed by a concrete slab connected to a doubly symmetrical built-up steel section of type I and composite beams formed by the association of a concrete slab with a steel truss beam. The study was performed applying structural optimization through nonlinear programming. Also using nonlinear programming using the reduced gradient technique, Klanšek and Kravanja developed some works in the area of composite floor optimization [14-17].

Senouci and Al-Ansari [18] developed a genetic algorithm model to optimize the cost of composite beams, including the cost of concrete, steel profile and shear connectors. For this, the model was formulated in two main stages: the first one is to determine most important variables in the composite beam design, and the second is to formulate the optimization of the total cost of the comosite beams. Abadi and Kaveh [19] studied the cost optimization of a composite floor system using a harmonic search algorithm. In the objective function, the authors considered only the costs of the materials (concrete, steel and connectors) and the project constraints are defined according to design code. Two examples of composite floors were evaluated to study the model developed and the authors concluded that the method was efficient in the search for the best solution of the structural optimization problem.

Silva *et al.* [20] presented the optimization of steel-concrete composite beams modeled and discretized in bar finite elements using the linear programming method associated with the Simplex method. The authors considered as design variables the cross-sectional dimensions and the stiffness of the deformable connection. The design constraints were defined from the maximum stresses in the materials obtained considering physical linear analysis.

2. Finite Elements for composite beam nonlinear analysis

In order to verify the design constraints related to the optimized design of steel-concrete composite beams, a composite beam structural analysis is required. For this, two finite elements, a bar element and an interface element [1], are used in this work.

2.1 Bar Element

Equations 1 and 2 define the axial and transverse displacements of any point in the bar element with reference axis coincident with the axis of the bar. These equations were defined considering the basic hypotheses of the Bernoulli-Euler beam theory.

$$u(x, y) = u^{0}(x) - y'v(x)$$
(1)

$$v(x,y) = v^o(x) \tag{2}$$

In Equations 1 and 2 the superscript 0 indicates a reference axis adopted to represent the three-dimensional beam by a bar element. Applying the Green-Lagrange strain tensor to the displacement equations the equation for axial deformation in the bar element is obtained. Applying the virtual works principle we arrive at the internal force vector and tangent stiffness matrix given by Equations 3 and 4 for a bar element.

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \int_{L} \left\{ \begin{matrix} N \mathbf{\Phi}_{u}' \\ -M \mathbf{\Phi}_{v} \end{matrix} \right\} dx$$
(3)

$$\mathbf{K}_{T} = \int_{L} \begin{bmatrix} \mathbf{\Phi}_{u'} \left(\frac{\partial N}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ -\mathbf{\Phi}_{v''} \left(\frac{\partial M}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \end{bmatrix} dx$$
(4)

In Equations 3 and 4, N = $\int_A \sigma_x dA$ and M = $\int_A \sigma_x y dA$ are normal force and bending moment in the cross section of beam. The terms of the vectors Φ_u and Φ_v are given by shape functions that approximate the axial and transverse displacements equations from the values of these displacements given at specific points of the bar element. In this paper the two-node bar element with three degrees of freedom per node is used; so vector Φ_u has two terms

(linear interpolation of axial displacements) and vector Φ_v has 4 terms (cubic interpolation of transverse displacements). For the twonode bar element, $q = [u_1 u_2 v_1 v'_1 v_2 v'_2]^T$ is the nodal displacement vector.

2.2 Interface element

Considering composite beam simulated by a bar element for the section above of the slip interface and another bar element for the section below that interface, the interface element has the function of connecting these bar elements and simulating the deformable connection at the slip interface.

Figure 1 shows the deformation of a composite beam segment considering Bernoulli-Euler beam theory. In a rectangular interface element of zero thickness, the displacements considered are the relative movements between the upper and lower faces in the horizontal and vertical direction relative to the axis of the element. These displacements are presented in Equations 5 and 6, where w_h is the relative horizontal displacement and w_y the relative vertical displacement.

$$w_h(x) = u_2(x) - u_1(x) + (y_2 - d)\theta_2(x) - (y_1 - d)\theta_1(x)$$
(5)

$$w_{v}(x) = v_{2}(x) - v_{1}(x)$$
(6)

Similar to the bar element is used the of virtual works principle for the development of the formulation of the zero thickness rectangular interface element. Since S_b is the shear force per unit length related to the horizontal relative displacement and N_b the normal force per unit length related to the vertical relative displacement, we arrive at the Equations 7 and 8 for internal force vector and the tangent stiffness matrix to the interface element.

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \int_{L} \begin{cases} -S_b \mathbf{\Phi}_u \\ (d - y_1) S_b \mathbf{\Phi}'_v - N_b \mathbf{\Phi}_v \\ S_b \mathbf{\Phi}_u \\ (y_2 - d) S_b \mathbf{\Phi}'_v + N_b \mathbf{\Phi}_v \end{cases} dx$$
(7)

$$\mathbf{K}_{T} = \int_{L} \begin{cases} -\mathbf{\Phi}_{u} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ \left(d - y_{1}\right) \mathbf{\Phi}'_{v} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} - \mathbf{\Phi}_{v} \left(\frac{\partial N_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ \mathbf{\Phi}_{u} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ \left(y_{2} - d\right) \mathbf{\Phi}'_{v} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} + \mathbf{\Phi}_{v} \left(\frac{\partial N_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \end{cases} dx$$

$$(8)$$

The interface element is a rectangular element of 4 nodes and The interface element is a rectangular element of 4 nodes and three degrees of freedom per node; thus $q^{T} = [q_{1}^{T} q_{2}^{T}]$, with $q_{\alpha} (\alpha = 1,2)$ being the nodal displacement vector of the bar element above and below of the interface. Φ_{u} and Φ_{v} are column vectors as presented in the previous item.

3. Optimization

This topic presents the considerations related to the studied problem, such as objective function, constraints and design variables. Also presented is the optimization method used in the analysis of nonlinear constrained optimization problem.

3.1 Objective function

For a same structural problem there are several feasible projects, some better than others in terms of some parameter of comparison, such as the amount of material used. Thus, an objective function is established to define a numerical criterion relating a given set of variables with the objective to obtain an optimized project. In this article the objective is to determine the minimum cost of steel-concrete composite beams subjected to simple bending. Therefore, it is necessary to determine the minimum of the objective function given by Equation 9, where: *b* is the concrete slab width, *h* is the concrete slab height, b_{fr} , b_{fs} , and b_w are lower and upper flanges width and web width, t_{fr} , t_{fs} and t_w , lower and upper flange thickness and web thickness, A_{s1} and A_{s2} are lower and upper costs of profile steel, reinforcement bar steel, and concrete slab.

$$f(\mathbf{x}) = (b h)C_c + (b_{fi} t_{fi} + b_{fs} t_{fs} + b_w t_w)C_a + (A_{s1} + A_{s2})C_b$$
(9)

This function was defined for non-symmetric I-shaped in the case of the symmetrical I-shaped has: $b_f = b_{f_i} = b_{f_i} = b_{f_i} = t_{f_i} = t_{f_i}$.

3.2 Design variables

Design variables are parameters that describe the project and change their values throughout the optimization process. They can be of two distinct types: discrete (or integer, values within a certain fixed set) and continuous (real) variables. In this work, in the optimization process, the design variables are continuous being the parameters that



Figure 1

Deformation of a composite beam segment [1]

define the steel beam I-shaped cross-section, the concrete slab rectangular cross-section and the area of the reinforcement bars of the concrete slab, as shown in Figure 2 and Eq. 10.

$$\mathbf{x}^{T} = [b \ h \ b_{fi} \ t_{fi} \ b_{fs} \ t_{fs} \ b_{w} \ t_{w} \ A_{s1} \ A_{s2}]$$
(10)

As presented in section 3.6, the implemented algorithm initially defines values for the design variables considering them as continuous variables, thus defining dimensions for the steel profile, for the concrete slab and reinforcement not usual. To avoid this, a few steps after the definition of the optimized section were included in the algorithm considering the design variables as discrete, thus obtaining a section with usual dimensions.

3.3 Design constraints

Constraints are a set of requirements and conditions that must be satisfied in order for the project to be acceptable. It can also be said that they are equations or inequalities of the design variables that describe project situations that must be met.

Defining the materials properties according to technical specifications [21, 22], the ultimate and service limit load that the composite beam resists is obtained. These values are compared to the input data and define two constraints. In this work only compact section will be used; thus, the flange and web slenderness of the profile I will be limited so that flange and web local buckling does not occurs. Other restrictions that must be considered are lateral constraints, which are the lower and upper limits of concrete slab dimensions, steel profile I, reinforcement areas and step size. This last lateral constraint is defined so that the objective functions and constraints linear approximations used in the sequential linear programming method are valid.

3.3.1 Ultimate limit state verfication

The f_{u} fator that multiplies the load (ultimate combination) supplied by the user to which the composite beam is imminent of ruin is determined. Eq. 11 provides the constraint related to the ultimate limit state of the composite beam.

$$C_1(\mathbf{x}) = f_u - 1 \ge 0 \tag{11}$$

The value of f_u equal to 1 means that the analyzed section resist, at the limit, a load equal to the load defined by the user. If it is larger than 1, the section satisfies the ultimate limit state constraint.

3.3.2 Service limit state verification

The maximum vertical displacement is determined for each span of the beam considering in the analysis the load (service combination) provided by the user. For the different spans of the beam, the value of the maximum vertical displacement (δ) is determined for the span most susceptible to the verification of the service limit state. This value is compared with the limit vertical displacement (δ_{lim}) specified by the user, as shown in Eq. 12.

$$C_2(\mathbf{x}) = 1 - \frac{o}{\delta_{lim}} \ge 0$$
 (12)

If $\delta = \delta_{iim}$ implies that the analyzed section satisfies at the limit the maximum vertical displacement constraint. In case $\delta < \delta_{iim}$ the ana-

lyzed section satisfies the maximum vertical displacement constraint.

3.3.3 Flange and web slenderness verification

In this work, only a compact section is allowed, that is, according to NBR 8800 [22], the limit slenderness (0,5b/t,) for AL type elements

is of
$$\lambda_f = 0.38 \sqrt{E/f_y}$$
 and of $\lambda_w = 3.76 \sqrt{E/f_y}$ for AA type

elements. Thus, we can define Eqs. 13 and 14 for the flange and web slenderness constraint, respectively.

$$C_3(\mathbf{x}) = \lambda_f t_{fi} - 0.5b_{fi} \ge 0 \tag{13}$$

$$C_4(\mathbf{x}) = \lambda_w t_w - b_w \ge 0 \tag{14}$$

3.3.4 Lateral constraint

The lateral constraints are lower and upper practical limits for the variables. For example, a variable referring to the diameter of the steel bars can not be less than the smaller commercial diameter of the bars and nor higher than the larger commercial diameter. This type of constraint is common to all constrained optimization problems.

The design variables vector **x** has already been defined. By defining the vectors $\overline{\mathbf{i}}$ and $\overline{\mathbf{u}}$ as the lower and upper limits of these variables, the set of constraints given by Eqs. 15 and 16 for the lateral constraints of the design variables are defined. In these equations, $\mathbf{i} = 1, 2, ..., n$ with n being the number of variables, that is, n = 8 for the symmetric case and n = 10 for the non-symmetric case.

$$C_{i+4}(\mathbf{x}) = x_i - \overline{l_i} \ge 0 \tag{15}$$

$$C_{i+n+4}(\mathbf{x}) = \overline{u_i} - x_i \ge 0 \tag{16}$$

In the search method of the optimum point presented in the item 3.4, a starting point x_0 is defined and the next point that meets the design constraints and generates a reduction in the objective function is obtained from the iterative equation $x_{k+1} = x_{k+d}$, where d is the step size. Thus, the non-linear problem analyzed becomes a sequence of linear problems with the variables given by vector d. In order to be valid the linear approximation used in the method



Figure 2 Design variables of the problem

implemented in this work, lateral constraints must be imposed for the step size, that is, $|d| \le \Delta$. Therefore, we arrive at the set of constraints given by Eqs. 17 and 18, where i varies from 1 to n, with n defined in the previous paragraph.

$$C_{i+2n+4}(\mathbf{d}) = \Delta_i + d_i \ge 0 \tag{17}$$

$$C_{i+3n+4}(\mathbf{d}) = \Delta_i - d_i \ge 0 \tag{18}$$

3.4 Sequential linear programming

The linear programming method is a mathematical solution applied to optimization problems where the objective function and all constraints represented by equations or inequalities of the design variables are linear with respect to these variables.

Eq. 19 is the mathematical form of presentation of the general optimization problem with equality and inequality constraints. In this equation, f is the objective function to be minimized, \mathbf{x} is the design variables vector, and C and D are functions of the design variables that define, in this order, the inequality and equality constraints of the analyzed problem.

$$\min_{x} f(\mathbf{x}) \text{ subject the } C_i(\mathbf{x}) \ge 0 \text{ and } D_j(\mathbf{x}) = 0$$
(19)

Eqs. 20 and 21 present the objective functions and constraints linearization using the Taylor series expansion truncated in the first order term, where $\nabla^{T} f_{k}$ is a line vector with n terms given by the first order partial derivatives of the objective function in relation to the design variables evaluated at point x_{k} . The term $\nabla^{T} C_{ik}$ is defined in an analogous way, considering the functions that define the constraints.

$$f(x_k + \mathbf{d}) \cong f(x_k) + \nabla^T f_k \mathbf{d}$$
(20)

$$C_i(x_k + \mathbf{d}) \cong C_i(x_k) + \nabla^T C_{ik} \mathbf{d}$$
⁽²¹⁾

Given a feasible starting point x_0 , the problem presented in Eq. 19 can be analyzed iteratively using linear approximations of the objective functions and constraints and the iterative equation $x_{k+1} = x_{k+d}$. The step **d** is found by solving the linear optimization problem given in Eq. 22. In this work the Simplex method is applied to solve this linear optimization problem.

$$\min_{d} \nabla^{T} f_{k} \mathbf{d} \text{ subject the } \nabla^{T} C_{ik} \mathbf{d} \geq -C_{i}(\mathbf{x}_{k})$$
(22)

3.5 Standard form for the analyzed problem

To define the next step of the sequential linear programming method by means of the Simplex method, it is necessary to place the linear problem of Eq. 22 in the standard form of linear programming. By doing this, Eq. 23 for the linear optimization problem, which will define the step to be given in each iteration, is obtained. The formulation in this item is presented for non-symmetric I-shaped section (n = 10 and m = 44); in the case of symmetrical I-shaped section (n = 8 and m = 36), the formulation is analogous.

$$\min_{\mathbf{d}*} [\nabla^T f_k - \nabla^T f_k \quad 0_{1 \times m}] \mathbf{d}^* \text{ subject the}$$
(23)

$$\left[\left[\boldsymbol{\nabla}^{T}\boldsymbol{C}\right]_{m\times n} \quad -\left[\boldsymbol{\nabla}^{T}\boldsymbol{C}\right]_{m\times n} \quad -[\mathbf{I}]_{m\times m}\right]\mathbf{d} * = -[\boldsymbol{C}]_{m\times 1}$$

In Eq. 23, ∇f_k is as defined above, $d^* = [d^{+T} d^{-T} u^T]^T$, where d^+ and d^- are two vectors with n terms (number of design variables), u is a vector with m terms (number of constraints), I_{mxm} is an identity matrix of order m, and 0_{1xm} is a null line vector with m terms. For more information on how to arrive at this standard form, see [23, 24]. Derivatives in relation to the ultimate and service loads are ob-

tained using the finite difference method. Derivatives in relation to the objective function, the flange and web slenderness constraint, lateral constraint and step size control are obtained analytically by deriving their equations in relation to the n design variables. Eq. 24 shows the derivatives of the objective function in relation to the n design variables, whereas Eqs. 25 to 32 present the derivatives of the inequality constraints in relation to the n design variables.

 $\nabla^T f_k = [hC_c \quad bC_c \quad t_{fi}C_a \quad b_{fi}C_a \quad t_{fs}C_a \quad b_{fs}C_a \quad t_wC_a \quad b_wC_a \quad C_b \quad C_b]$ (24)

$$\nabla^T C_1 = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_u}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial f_u}{\partial x_n} \end{bmatrix}$$
(25)

$$\nabla^{T} C_{2} = -\frac{1}{\delta_{lim} \left[\frac{\partial \delta}{\partial x_{1}} \dots \frac{\partial \delta}{\partial x_{1}} \right]}$$
(26)

$$\nabla^{T} C_{3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\frac{1}{2} & \lambda_{f} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix}$$
(27)

$$\nabla^T C_4 = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & -1 & \lambda_w & 0 & 0 \end{bmatrix}$$
 (28)

$$\nabla^{T} C_{i+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ & & i - \acute{esima posição} & & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
 (29)

$$\nabla^T C_{i+n+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \underbrace{-1}_{i-\acute{esima posição}} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
 (30)

$$\nabla^{T} C_{i+2n+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ & & i-\acute{esima posição} & & & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n \quad (31)$$

$$\nabla^{T} C_{i+3n+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \underbrace{-1}_{i-\acute{e}sima\,posição} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
 (32)

3.6 Algorithm

The following algorithm describes the iterative method to obtain an **x** vector that minimizes the objective function $f(\mathbf{x})$ and satisfies all design constraints discussed above.

- Step 1 Reading of input data provided by the user: materials stress-strain curve of the composite beam, loading considering ultimate and service combination, support conditions, materials unit cost, limit parameters, beam discretization in bar and interfade finite element, analysis type (symmetrical or non-symmetrical I-shaped steel section), as well as the concrete slab, I-shaped steel section and reinforcement dimensions. These dimensions must be provided respecting the limit parameters. Other input data are the possible variations within the limit parameters for each design variable. This data is used by the program to define a discrete section from the optimized section obtained considering the design variables as continuous.
- Step 2 Determine the starting point that meets all design constraints. This point is needed to start the iterative process of finding the optimal point using linear approximations to the constraints and objective function at each step. Through the structural analysis the algorithm verifies if the dimensions provided by the user meet the constraints. If not met, the algorithm increases dimensions by 10% until all constraints are satisfied.
- Step 3 Use of sequential linear programming and the Simplex method to define the optimized section. Using the starting point of the previous step and the Simplex method, a new point is obtained by solving a linear optimization problem.
- Step 4 Transforming the optimized section from the previous step into a section with discrete variables. The algorithm set the value of a design variable according to an available list and closer to the value obtained by the Simplex method. From there, this variable is eliminated and the problem is reanalyzed by setting new values for the other variables,



Composite beam with partial interation: continuous beam and cross-section [25]

and so on until all the design variables are defined according to the variation defined by the user.

4. Applications

In all the examples analyzed to verify the method proposed in this article, the nonlinear analyzes of the composite beams were done using the finite elements presented in item 2. Two of these examples are presented below.

4.1 Example 1

Salari and Spacone [25] analyzed the load capacity of a steel-

concrete composite beam of two span with partial interaction, shown in Figure 3. In the numerical analysis, the authors used a bar finite element with ten degrees of freedom, capable of simulating the materials non-linearity. The constitutive relations of the materials used by Salari and Spacone [25] are shown in Figure 4. The example of Figure 3 was also analyzed by Silva and Sousa [1]. The numerical results obtained by Salari and Spacone [25] and Silva and Sousa [1] are shown in Figure 5, where the curves that relate the applied load P to the vertical displacement Δ of the beam analyzed in this example are shown.

It is observed in Figure 5 that the maximum concentrated load supported by the composite beam analyzed is 132.3kN, applied in the midspan. This value will be used as the solicitant load in a



Figure 4

Constitutive laws used by Salari and Spacone [25], respectively: concrete, steel (profile and reinforcement) and interface connection



Load-displacement curve for a point in the mipspan of the composite beam

continuous composite beam with the same configurations of the beam shown in Figure 3, for which the user will define any initial section and the optimization algorithm will provide an optimized section, validating its application.

In the numerical simulation of this work, 8 bar elements were used to simulate the concrete beam, 8 bar elements to simulate the steel beam and 8 interface elements to simulate the deformable connection.

4.1.1 Optimizing I-shaped steel section

It will be forced that the variables referring to the concrete slab section and reinforcement have final values equal to that of the section of Figure 3 ($A_{s1} = 445 \text{ mm}^2$, $A_{s2} = 0$, b = 610mm and h = 60mm). For this, a low cost for concrete and reinforcement and a high cost for steel will be defined in the input file, associated to upper limit values for the concrete section and the reinforcement dimensions equal to the values of the section dimension of Figure 3. Thus, in the search for the minimum cost, the algorithm will tend to reduce the l-shaped steel section more significantly until it reaches a point where it will begin to increase the concrete section and reinforcement dimensions to continue reducing the l-shaped steel section. The increase of the concrete section and reinforcement dimensions will end when the defined limits dimensions (lateral constraint) are reached; from there only the variables of the l-shaped steel section will be changed.

It is shown in Figure 6 the initial section provided by the user that must satisfy only the requirements of the limits dimensions also inserted in the input file. The section altered by the algorithm to meet load and slenderness requirements is also presented in Figure 6. This section is considered as the starting point of the optimization method in this example.

Table 1 shows the limits values defined for the design variables. As already mentioned, costs were provided by forcing concrete section (*b* and *h*) and reinforcement (A_{s1} and A_{s2}) variables to converge to their upper limit values.



Figure 6 Section defined by the user and initial section defined by the algorithm (dimensions in mm)

In the assignment of the discrete values, the variation parameters provided by the user were 10 mm for the dimensions b_t and b_w bf and 1.0 mm for the dimensions t_t and t_w . Thus, the widths will be discrete values with centimeter precision and the thicknesses will be discrete values with millimeter precision, between the lower and upper limits of each variable described in Table 1.

The implemented algorithm will provide a concrete section and reinforcements with dimensions equal to those of the Salari and Spacone section, and for the steel profile, the smallest I-shaped section that meets all design constraints will be provided. For the ultimate load constraint verification, a load of 132.3 kN was considered concentrated in the beam midspan, and for the service load constraint verification the value of 70 kN was considered for a load concentrated in the beam midspan, which is a load approximately equal to half the load obtained by a ultimate combination.

The response obtained in this example, considering symmetrical I-shaped section, is shown in Figure 7. As already expected, the



Figure 7

Optimized symmetric section obtained by the algorithm (dimensions in mm)

Table 1

Limit parameter for design variables (dimensions in mm and area in cm²)

Variables	b	h	b _f	t _f	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Lower limit	200	10	40	2	80	2	0	0
Upper limit	610	60	1000	100	2000	100	4.4	0



Variation of the constraints in the optimization process (symmetric profile)



Figure 9

Optimized non-symmetric section obtained by the algorithm (dimensions in mm)

reinforced concrete section is equal to the section of Salari and Spacone. The symmetrical I-shaped section presents a total area of 1,140mm², while the Salari and Spacone section presents an area of 2,390mm². It can be noticed that the optimization algorithm started from an initial section, given in Figure 6, with area of 3,960mm² and converged to an section 71.2% smaller than the starting section and 52.3% smaller in relation to the Salari and Spacone section.

Figure 8 shows the variations of the ultimate and service limit state constraints, flange and web slenderness constraints, in relation to the number of iterations. In this figure, ULS refers to the constraint given by the ultimate load, SLS refers to the constraint given by the service load, FS and AS make references to the flange and web slenderness constraint, respectively. It can be seen that the starting section has a slack of 122%, 73%, 6%, and 67% in relation to these restrictions, respectively. Note that the ultimate limit state verification

is decisive when compared to the service limit state, since the optimized section has a gap of 54% in relation to the service limit state, and no slack in relation to the ultimate limit state. It is also noticeable that the web slenderness presents enough slack at the beginning of the iterations, ending without slack, and the flange slenderness, presents a small slack throughout the iterative process.

The same analyzes made for the symmetrical I-shaped section were performed for the non-symmetric case and are presented below. Figure 9 shows the response to the non-symmetric optimized section and it can be seen that the reinforced concrete section is equal to the Salari and Spacone section, as it should be, and that the non-symmetrical I-shaped section has a total area of 1,140 mm². In the same way as for the symmetric section, the optimization algorithm started from the section given by Figure 6 and converged to a section 71.2% smaller than the starting section and 52.3% smaller than the Salari and Spacone section.

The figure of the variations of the constraints for the non-symmetric case is practically the same for the symmetric section and therefore is not presented.

4.1.2 Optimizing concrete slab

In this example, the same characteristics of the example analyzed in the previous sub-item will be considered, but any initial section will be defined and the optimization algorithm will provide a symmetrical I-shaped section equal to the authors section and will optimize the concrete slab section.

The initial section provided by the user is shown in Figure 10. As in the previous example, this section should satisfy only the requirements of the limits dimensions. In this example, the section provided by the user meets all design constraints and is then taken as the starting section for the optimization algorithm.



Figure 10

Section defined by the user and initial section defined by the algorithm (dimensions in mm)

Table 2

Limit parameter for design variables (dimensions in mm and area in cm²)

Variables	b	h	b _f	t _f	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Lower limit	100	40	76.2	9.6	133.2	6.1	4.4	0
Upper limit	2000	250	1000	100	2000	100	5.4	0.01



Optimized symmetric section obtained by the algorithm (dimensions in mm)



Figure 12

Variation of the constraints in the optimization process (concrete slab)



Figure 13

Composite floor formed by concrete slab and simply supported steel beams The limits parameters for the design variables provided by the user are shown in the Table 2. As mentioned, these values will serve as limits for the design variables (lateral constraints), noting that the costs were defined so that the variables related to the steel profile $(b_p, t_p, b_w e t_w)$ and reinforcement $(A_{s1} e A_{s2})$ converge to their lower limit values.

In the assignment of the discrete values, the variation parameters provided by the user were 10 mm for dimension *b*, 5 mm for *h* and 0.1 mm for dimensions b_{ρ} t_{ρ} b_{w} and t_{w} . Thus, the concrete slab height will be a discrete value with an accuracy of 5mm between the lower and upper limits parameters given in Table 2, that is, a discrete value in the list: 40, 45, 50, ..., 240, 245, 250mm.

In Figure 11 the response obtained for this example is shown. In this figure it is observed that the reinforcement and I-shaped steel section are equal to Salari and Spacone section, as predicted, and the concrete section presents total area of 20,250 mm², whereas the Salari and Spacone concrete section has an area of 36,600 mm². Thus, it is noted that the optimization algorithm started from any section given in Figure 6, with an area of 64,800mm², and converged to a section 68.8% smaller than that the starting section and 44.6% smaller than the Salari and Spacone section.

It can be seen in Figure 12 that the starting section has a slack of 37%, 71%, 5%, and 61%, respectively, in relation to the ultimate and service limit state constraints, and the flange and web slenderness constraint. It is verified in the same figure that, for the vertical displacement limit and the service load established equal to the previous sub-item, the ultimate limit state verification is determinant when compared to the service limit state verification, since the optimized section has a slack of 28% for the service limit state.

4.2 Example 2

The composite floor of Figure 13 is formed by a concrete slab (f_{ck} = 20MPa) supported on three AR 350 steel beams (f_y = 350 MPa) simply supported at the ends. For the definition of the ultimate and service load on the beams an variable action of 2kN/m² (office floor) is considered, as well as a permanent action of self-weight of concrete slab of 3.8kN/m² and of the steel beam of 0.8kN/m (self-weight of the l-shaped profile per linear meter). It is considered that the central beam receives half of the loading of the floor and the other half is equally divided between the ends beams.

In this example the composite beam dimensions formed by the concrete slab and the central beam (B2 beam in Figure 13) will be determined in order to minimize a cost function related to the concrete, steel profile and reinforcement cost. The beam is given by a symmetrical I-shaped section, the reinforcement by 10mm CA50 steel bars and the rectangular concrete slab with thickness to be determined and width given by the concept of effective width [22]. According to the data provided in the previous paragraphs, in Figure 13, and in the conditions of combinations of actions for verification of the ultimate and service limit states [22], we arrive at the design value for ultimate and service loads given by 55.16kN/m and 30.7kN/m, respectively. According to this same design code [22] the effective width (*b*) is of 2.5m.

The materials non-linearity is represented by their stress-strain curves and the shear force-slip curve of the deformable connection.

In this example the stress-strain curves shown in Figure 14 are used [21, 22]. For the shear force-slip curve of the deformable connection it is considered the use of stud bolt shear connectors of 19.1mm diameter uniformly spaced every 20cm. The connector steel has f_y = 345MPa and f_u = 415MPa. For more details on how to obtain this curve consult to the references [26, 27].



Figure 14

Constitutive laws used in this example: (a) concrete, (b) steel profile, (c) reinforcement and (d) interface connection



Figure 15

Section defined by the user (dimensions in mm)

Table 3

Limit parameter for design variables (dimensions in mm and area in cm²)

Variables	b	h	b _f	t _f	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Lower limit	2460	70	50	20	200	2	2.49	2.49
Upper limit	2500	250	1000	100	2000	100	20	20

For numerical analysis, a discretization of the B2 composite beam of Figure 13 was made as follows: 4 beam elements to simulate the concrete beam, 4 beam elements to simulate the steel beam, and 4 interface elements to connect the beam elements and simulate the deformable connection.

In the definition of the objective function it is necessary that the user provides the concrete, steel profile and reinforcement cost. In this example, the values of R (350/m³, R (31,000R/m³, and R (50,000/m³ for concrete, steel profile and reinforcement materials, respectively, were adopted.

The initial section provided by the user for this example is shown in Figure 15. The initial section must meet only the requirements of the limit dimensions. As in the other examples, if the flange and web slenderness constraints and the ultimate and service limit states constraints are not satisfied, the section is altered by the algorithm and has its dimensions enlarged in an iterative process until all constraints are satisfied. This section is taken as the starting point for the optimization procedure. In this example, the initial section of Figure 15 did not meet the constraints and the section that was altered by the algorithm is shown in Figure 16.

The values provided by the user for the design variables are shown in Table 3. It is observed from this table that the variable *b* has a small variability and whatever its value within that variability the final dimension assigned will be the value of 2.5m. This is because in the process of transformation of this continuous variable into a discrete value a variation of 50mm is used. For the other variables, the variation parameters provided by the user are 5mm for *h*, 10mm for b_r and b_w , and 1.0mm for the dimensions of t_r and t_w . In this example, the algorithm will define a section with concrete slab width (*b*) equal to 2.5 m and the other dimensions will be defined within the specified limits in order to minimize the objective function related to materials cost. The response obtained from this



Figure 16 Starting section defined by the algorithm (dimensions in mm)



Optimum symmetric section obtained by the algorithm (dimensions in cm)



Figure 18

Variation of the constraints in the optimization process (symmetrical profile)

example, considering a symmetrical I-shaped section, is shown in Figure 17. It can be seen from this figure that the optimized section presents the concrete slab width of 2.5m as desired. For the concrete slab thickness (*h*) and for the reinforcement (A_{s1} and A_{s2}), its minimum limit values were defined.

Figure 18 below shows the variations of the constraints in relation to the number of iterations. It is observed from this figure that the starting section presents a slack of 35%, 9%, 0%, and 109%, respectively, in relation to the ultimate and service limit state constraints, and the flange and web slenderness constraint. In this figure it is observed that the ultimate limit state is determinant in design. In the iteration 38 the slacks in relation to the two limit states were zero, however, the slack of 45% in relation to the web slenderness allowed the continuation of the method providing a section with limit value for the web slenderness and 25% of slack for the service limit state. The flange slenderness presents without slack throughout the iterative process.

In Figure 19 is presented the variation of the composite beam materials cost during the iterative process of the method presented in this work. The starting section presents a cost of R\$586.61/m while the optimized section presents a cost of R\$265.01/m, a reduction of 54.8%.

The same analyzes made considering a symmetrical I-shaped section were performed considering non-symmetrical I-shaped section. The section defined by the user and the starting section of the algorithm are the same as the symmetric case. Table 4 presents the limit parameter defined by the user for the design variables.

The optimum non-symmetric section obtained by the algorithm is shown in Figure 20. In this figure it is observed that the upper flange is smaller than the lower flange, which is justified because the composite beam is subjected only to positive moments.



Figure 19

Variation of cost per linear meter of composite beam (symmetrical profile)



Figure 20

Optimum non-symmetric section obtained by the algorithm (dimensions in mm)

Table 4

Limit parameter for design variables (dimensions in mm and area in cm²)

Variables	b	h	b _f	t _r	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Lower limit	2460	70	50	20	200	2	2.49	2.49
Upper limit	2500	250	1000	100	2000	100	20	20

The curves of the variation of the constraints and of the composite beam materials cost with the iterations is very similar to the symmetrical case. The starting section presents a cost of R\$586.61 while the optimized section presents a cost of R\$251.12, a reduction of 57.2%. Compared with the symmetric case, there is a reduction of 5.2%.

5. Conclusion

This article consists of the implementation of an algorithm to define the dimensions of the symmetrical or non-symmetrical I-shaped steel profile, the dimensions of the rectangular concrete slab and the amount of reinforcement, so that the steel-concrete composite beam with partial interaction subject to simple bending meets the requirements of design code, minimizing an objective function defined from the amount and cost of the materials.

The sequential linear programming method was used to solve the nonlinear problem of the calculation of the efforts in the composite section for different values of the design variables. At each step of the sequential process the Simplex method was used to define the next step in order to guarantee an advance towards the minimum point. With the efficiency of the formulations of the finite elements used, the method proposed for the search of the optimized section had its efficiency duly proven from the results observed in the presented examples.

6. Acknowledbments

The authors would like to thank the Federal University of Ouro Preto (UFOP) /PROPEC, CNPq and FAPEMIG for collaboration.

7. References

- SILVA, A. R., SOUSA Jr., J. B. M. Nonlinear analysis of partially connected composite beams using interface elements. Finite Elements in Analysis and Design, v. 43, p. 954-964, 2007.
- [2] R. XU, Y.F. Wu, Two-dimensional analytical solutions of simply supported composite beams with interlayer slips, Int. J. Solids Struct. 44 (2007) 165–175.
- [3] A. DALL'ASTA, A. ZONA, Three-field mixed formulation for the non-linear analysis of composite beams with deformable shear connection, Finite Elem. Anal. Des. 40 (2004) 425– 448.
- [4] G. RANZI, F. GARA, G. LEONI, M.A. BRADFORD, Analysis of composite beams with partial shear interaction using available modelling techniques: a comparative study, Comput. Struct. 84 (2006) 930–941.
- [5] G. RANZI, A. ZONA, A steel–concrete composite beam model with partial interaction including the shear deformability of the steel component, Eng. Struct. 29 (2007) 3026–3041.
- [6] S. SCHNABL, M. SAJE, G. TURK, I. PLANINC, Locking-free two-layer Timoshenko beam element with interlayer slip, Finite Elem. Anal. Des. 43 (2007) 705–714.
- [7] A. DALL'ASTA, A. ZONA, Slip locking in finite elements for composite beams with deformable shear connection, Finite Elem. Anal. Des. 40 (2004) 1907–1930.
- [8] F. GARA, G. RANZI, G. LEONI, Displacement-based formulations for composite beams with longitudinal slip and vertical

uplift, Int. J. Numer. Methods Eng. 65 (8) (2006) 1197-1220.

- [9] SOUSA JR, JOÃO BATISTA M. ; SILVA, A. R. . Analytical and numerical analysis of multilayered beams with interlayer slip. Engineering Structures, v. 32, p. 1671-1680, 2010.
- [10] SILVA, A. R.; SOUSA JR., JOÃO BATISTA M. . A family of interface elements for the analysis of composite beams with interlayer slip. Finite Elements in Analysis and Design, v. 45, p. 305-314, 2009.
- [11] SOUSA JR., JOÃO BATISTA M. ; OLIVEIRA, CLAUDIO E.M. ; SILVA, A. R. . Displacement-based nonlinear finite element analysis of composite beam columns with partial interaction. Journal of Constructional Steel Research, v. 66, p. 772-779, 2010.
- [12] KRAVANJA, S.; SILIH, S. The MINLP optimisation of composite I-beams. Transactions on the Built Environment, v. 52, p. 401-407, 2001.
- [13] KRAVANJA, S.; SILIH, S. Optimization based comparison between composite I beams and composite trusses. Journal of Constructional Steel Research, v. 59, p. 609-625, 2003.
- [14] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Comparison between three different composite systems. High Performance Structures and Materials II, v. 52, p. 87-97, 2004.
- [15] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems -Part 1: Self-manufacturing cost estimation of composite and steel structures. Journal of Constructional Steel Research, v. 62, p. 434-448, 2006a.
- [16] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems - Part 2: Optimization based competitiveness between the composite I beams, channel-section and hollow-section trusses. Journal of Constructional Steel Research, v. 52, p. 449-462, 2006b.
- [17] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Cost optimization of composite I beam floor system. American Journal of Applied Sciences, v. 5, p. 7-17, 2007.
- [18] SENOUCI, A. B.; AL-ANSARI, M. S. Cost optimization of composite beams using genetic algorithms. Advances in Engineering Software, v. 40, p. 1112-1118, 2009.
- [19] ABADI, A. S. M.; KAVEH, A. Cost optimization of a composite floor system using an improved harmony search algorithm. Journal of Constructional Steel Research, v. 66, p. 664-669, 2010.
- [20] SILVA, A. R., SOUSA Jr., J. B. M.; NEVES, F. A. Optimization of steel-concrete composite beams with partial interaction by sequential linear programming. XXXII CILAMCE. Ouro Preto, 2011.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014. (in portuguese)
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. (in portuguese)
- [23] VANDERPLAATS, G., 1984. Numerical optimization technique for tnginnering design - with applications. McGraw-Hill Book Company, New York, 1984.

- [24] HAFTKA, R.; KAMAT, M. Elements of structural optimization. Martinus Nijhoff Publishers, Boston, 1985.
- [25] SALARI, M. K.; SPACONE, E. Finite element formulation of one-dimensional elements with bond-slip. Engineering Strucutures, v. 23, p. 815-826.
- [26] OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. Composite steel and concrete structural members: fundamental behaviour. Pergamon Press, Oxford, 1995.
- [27] OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. AISC Eng, v. J, p. 55-64, 1971.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Optimized dimensioning of steel-concrete composite beams

Dimensionamento otimizado de vigas mistas de aço e concreto

A. R. SILVA a amilton@ufop.edu.br https://orcid.org/0000-0002-7122-252X

T. A. RODRIGUES a tati10rodr@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-2488-4942

Abstract

The steel-concrete composite sections are often used in civil building in Brazil and around the world. The connection of the steel profile and the concrete slab increases the performance of the composite structural element due to the use of the advantages of each material. In this article, a bar element is used with an interface element for nonlinear analysis of steel-concrete composite beams with partial interaction. The objective is to develop an algorithm that uses this analysis tool to design steel-concrete composite beams looking for project optimized in terms of material costs. Defined spans, supports, ultimate and service load, an optimization algorithm is used to define the dimensions of the rectangular cross section of the concrete slab, I-shaped steel profile, and the reinforcement bars of the concrete slab, so that the quantity of these materials are the minimum to ensure structural safety, considering the ultimate and service limit states. The design constraints are obtained from building code requirements for concrete, steel and composite structures. The objective function is defined as the cost per unit length of the composite beam, obtained from the unit cost of each material, steel, concrete and reinforcement. In the optimization process, the iterative method sequential linear programming is used, in which the nonlinear problem is approximated by a sequence of linear problems, which has its optimum point defined step by step by the Simplex method. Examples of composite beams with ultimate loads defined in the literature were used to validate the implementations. Other examples were analyzed, being evaluated at each iteration the restrictions and objective function to verify the efficiency of the algorithm.

Keywords: piles, PIT, reinforcement effects.

Resumo

As seções mistas de aço e concreto estão cada vez mais sendo utilizadas na construção civil, tanto no cenário mundial quanto no Brasil. O trabalho conjunto do perfil de aço e da laje de concreto aumenta consideravelmente o desempenho do elemento estrutural misto devido ao aproveitamento das vantagens de cada material. Neste trabalho, é utilizado um elemento de barra em conjunto com um elemento de interface para análise não linear de vigas mistas de aço e concreto com interação parcial. O objetivo é montar um algoritmo que utilize essa ferramenta de análise para dimensionar vigas mistas de aço e concreto buscando um projeto otimizado em termos de gastos dos materiais. Definidos os vãos, os apoios, os carregamentos para verificação última e de serviço, um algoritmo de otimização é utilizado para definir as dimensões da seção transversal retangular da laje de concreto, do perfil I de aço e das barras de reforço da laje de concreto, de forma que a quantidade desses materiais seja mínima, garantindo a segurança estrutural, considerando os estados limites último e de serviço. As restrições de projeto são aquelas definidas em normas referentes ao dimensionamento de elementos lineares de concreto, aço ou misto. A função objetivo é definida como sendo o custo por metro linear da viga mista, obtida a partir do custo de cada material, aço, concreto e armadura. No processo de otimização é utilizado o método iterativo de programação linear sequencial, no qual o problema não linear é aproximado por uma sequência de problemas lineares, que tem seu ponto ótimo definido a cada passo usando o método Simplex. Exemplos de vigas mistas para as quais foram controlados a cada iteração as restrições e função objetivo verificando a funcionalidade do algoritmo.

Palavras-chave: otimização, vigas mistas, método simplex, programação linear sequencial.

Received: 24 Apr 2018 • Accepted: 07 Jan 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

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

1. Introdução

Com o uso progressivo dos dispositivos computacionais e o aumento da utilização da mecânica computacional para a resolução de problemas de análise estrutural, os processos de otimização têm se tornado uma importante ferramenta à disposição da engenharia. As técnicas de otimização têm como objetivo extrair do produto ou serviço seu rendimento máximo. Na engenharia estrutural elas podem ser aplicadas com o intuito de encontrar, entre as inúmeras soluções possíveis, aquela que é mais econômica e atende às condições arquitetônicas, de segurança e construtivas. As vigas mistas de aço e concreto são elementos estruturais compostos por um perfil metálico, laminado, dobrado ou soldado, ligado a uma laje de concreto, convencional ou do tipo steel-deck, por meio de conectores de cisalhamento. Na maioria dos problemas de dimensionamento desse elemento estrutural tem-se um número maior de variáveis do que equações relacionando essas variáveis. Dessa forma, é necessária a atribuição de valores a algumas variáveis para que se possa calcular as outras. Ou seja, existe um número ilimitado (variáveis continuas) ou grande (variáveis discretas) de soluções para o problema. Diante desse contexto, tem-se como objetivo deste trabalho criar um algoritmo que utilize ferramentas de análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto buscando um projeto otimizado em termos de quantidade e custo dos materiais. Ou seja, definidos, para uma viga mista a ser analisada, os vãos, os apoios e os carregamentos para verificação última e serviço, um algoritmo de otimização é utilizado para definir as dimensões de um perfil de aço do tipo I, dimensões da seção transversal retangular da laje de concreto e a quantidade e diâmetro das barras de reforço, de forma que a quantidade desses materiais seja a mínima necessária para resistir aos esforços solicitantes e garantir a segurança estrutural, considerando os estados limites último e de serviço.

Na verificação dos estados limites último e de serviço é necessária uma análise estrutural da viga mista com interação parcial. Para isso é usado o método dos elementos finitos utilizando elementos de barra e de interface desenvolvidos por Silva e Sousa [1]. Nessa simulação numérica os elementos de barra simulam a laje de concreto e a viga de aço enquanto que o elemento de interface faz a ligação entre os elementos de barra e simula a conexão deformável na interface de contato entre a laje de concreto e o perfil de aço. Diversos trabalhos podem ser encontrados na literatura seguindo essa linha de análise numérica não linear de vigas mistas de aço e concreto com interação parcial usando elementos finitos de barra [2-11].

Diversos trabalhos sobre otimização podem ser encontrados na literatura nas mais diversas áreas de conhecimento.

Kravanja *et al.* [12] otimizaram vigas mistas em que a laje de concreto armado é conectada a um perfil de aço I soldado. A técnica utilizada foi MINLP (Mixed Integer Nonlinear Programming) que soluciona problemas de otimização não linear com variáveis discretas e contínuas. Para essa análise, o autor verificou os estados limites último e de serviço e a função objetivo considera os custos da mão de obra e dos materiais.

Kravanja *et al.* [13] investigaram vigas mistas formadas por uma laje de concreto conectadas a um perfil de aço do tipo I soldado duplamente simétrico e vigas mistas formadas pela associação de uma laje de concreto a uma estrutura treliçada. O estudo foi realizado aplicando otimização estrutural por meio da programação não linear. Também usando programação não linear por meio da técnica do gradiente reduzido, Klanšek e Kravanja desenvolveram alguns trabalhos na área de otimização de pisos mistos [14-17]. Senouci e Al-Ansari [18] desenvolveram um modelo de algoritmo genético para a otimização do custo de vigas mistas, incluindo o custo do concreto, da viga de aço e dos conectores de cisalhamento. Para esse fim, o presente modelo foi formulado em duas etapas principais: a primeira é determinar as principais variáveis que afetam a decisão no projeto de vigas mistas e a segunda, formular a otimização do custo total das vigas mistas.

Abadi e Kaveh [19] estudaram a otimização de custos de um sistema de pisos mistos utilizando algoritmo de busca harmônica. Na função objetivo, os autores consideraram apenas os custos dos materiais (concreto, aço e conectores) e as restrições de projeto são aquelas definidas de acordo com normas técnicas. Dois exemplos de pisos mistos foram avaliados para estudar o modelo desenvolvido e os autores concluíram que o método mostrou-se eficiente na busca da melhor solução dos problemas de otimização estrutural. Silva *et al.* [20] apresentaram a otimização de vigas mistas de aço e concreto modeladas e discretizadas em elementos finitos de barra empregando o método da programação linear sequencial associado ao método Simplex. Os autores consideraram como variáveis de projeto as dimensões da seção transversal e a rigidez da conexão deformável. As restrições de projetos foram definidas a partir das tensões máximas nos materiais obtidas considerando análise linear física.

2. Elementos finitos para análise não linear de vigas mistas

Para a verificação das restrições de projeto referentes ao dimensionamento otimizado de vigas mistas de aço e concreto é necessária a realização de análise estrutural de vigas mistas. Para isso, são utilizados nesse trabalho dois elementos finitos, um elemento de barra e um elemento de interface [1].

2.1 Elemento de barra

Considerando as hipóteses básicas da teoria de viga de Bernoulli-Euler definem-se as Equações 1 e 2 para os deslocamentos axiais e transversais de um ponto qualquer no elemento de barra com eixo de referência coincidente com o eixo da barra.

$$u(x, y) = u^{0}(x) - y'v(x)$$
⁽¹⁾

$$v(x,y) = v^o(x) \tag{2}$$

Nas Equações 1 e 2 o sobrescrito 0 indica um eixo de referência adotado para representar a viga tridimensional por um elemento de barra. Do tensor de deformação de Green-Lagrange obtém-se, a partir das equações dos deslocamentos, a equação para deformação axial no elemento de barra. Aplicando o principio dos trabalhos virtuais chega-se ao vetor de forças interna e a matriz de rigidez tangente dados pelas Equações 3 e 4 para um elemento de barra.

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \int_{L} \left\{ \begin{matrix} N \mathbf{\Phi}_{u}' \\ -M \mathbf{\Phi}_{v}'' \end{matrix} \right\} dx$$
(3)

$$\mathbf{K}_{T} = \int_{L} \begin{bmatrix} \mathbf{\Phi}_{u'} \left(\frac{\partial N}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ -\mathbf{\Phi}_{v''} \left(\frac{\partial M}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \end{bmatrix} dx$$
(4)

Nas equações 3 e 4, N = $\int_A \sigma_x dA$ e M = $\int_A \sigma_x y dA$ são esforços normal e momento fletor na seção transversal da viga. Os termos dos vetores $\Phi_u e \Phi_v$ são dados por funções de forma que aproximam as equações dos deslocamentos axial e transversal a partir dos valores desses deslocamentos dados em pontos específicos do elemento de barra. Neste artigo é usado o elemento de barra de dois nós com três graus de liberdade por nó; logo o vetor Φ_u tem dois termos (interpolação linear dos deslocamentos axiais) e o vetor Φ_v tem 4 termos (interpolação cúbica dos deslocamentos transversais). Para o elemento de barra de 2 nós, q = $[u_1 u_2 v_1 v'_1 v_2 v'_2]^T$ é o vetor dos deslocamentos nodais.

2.2 Elemento de interface

Considerando viga mista simulada por um elemento de barra para a seção acima da interface de deslizamento e outro elemento de barra para a seção abaixo dessa interface, o elemento de interface tem a função de conectar esses elementos de barra e simular a conexão deformável na interface de deslizamento.

É apresentada na Figura 1 a deformação de um segmento de viga mista considerando a teoria de viga de Bernoulli-Euler. Em um elemento de interface retangular de espessura nula, os deslocamentos considerados são os movimentos relativos entre as faces superior e inferior do elemento retangular na direção horizontal e vertical em relação ao eixo do elemento. Esses deslocamentos são apresentados nas Equações 5 e 6, onde w_h é o deslocamento horizontal relativo e w_y o deslocamento vertical relativo.

$$w_h(x) = u_2(x) - u_1(x) + (y_2 - d)\theta_2(x) - (y_1 - d)\theta_1(x)$$
(5)

$$w_{v}(x) = v_{2}(x) - v_{1}(x)$$
(6)

Assim como no elemento de barra é utilizado o princípio dos trabalhos virtuais para o desenvolvimento da formulação do elemento de interface retangular de espessura nula. Sendo S_b a força cortante por unidade de comprimento que surge devido ao deslocamento relativo horizontal e N_b a força normal por unidade de comprimento que surge devido ao deslocamento relativo na direção vertical, chega-se às expressões 7 e 8 para vetor de forças internas e a matriz de rigidez tangente para o elemento de interface.

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \int_{L} \begin{cases} -S_b \mathbf{\Phi}_u \\ (d - y_1) S_b \mathbf{\Phi}'_v - N_b \mathbf{\Phi}_v \\ S_b \mathbf{\Phi}_u \\ (y_2 - d) S_b \mathbf{\Phi}'_v + N_b \mathbf{\Phi}_v \end{cases} dx$$
(7)

$$\mathbf{K}_{T} = \int_{L} \begin{cases} -\boldsymbol{\Phi}_{u} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ \left(d - y_{1}\right) \boldsymbol{\Phi}'_{v} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} - \boldsymbol{\Phi}_{v} \left(\frac{\partial N_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ \boldsymbol{\Phi}_{u} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \\ \left(y_{2} - d\right) \boldsymbol{\Phi}'_{v} \left(\frac{\partial S_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} + \boldsymbol{\Phi}_{v} \left(\frac{\partial N_{b}}{\partial \mathbf{q}}\right)^{T} \end{cases} dx$$

$$(8)$$

O elemento de interface é um elemento retangular de 4 nós e três graus de liberdade por nó; dessa forma q^T = [q^T₁ q^T₂], com q_α (α = 1,2) sendo o vetor de deslocamentos nodais do elemento de barra acima e abaixo da interface. $\Phi_u e \Phi_v$ são vetores colunas como apresentados para o elemento de barra do item anterior.

3. Otimização

São apresentadas neste item as considerações referentes ao problema estudado, como a função objetivo, restrições e variáveis de projeto. É apresentado também o método de otimização aplicado para análise do problema de otimização não linear com restrições.

3.1 Função objetivo

Para um mesmo problema estrutural existem diversos projetos viáveis, sendo alguns melhores que outros em termo de algum parâmetro de comparação, como, por exemplo, a quantidade de material gasto. Assim, estabelece-se um critério numérico que relacione um dado conjunto de variáveis de projeto chamado de função objetivo a qual se deseja extremizar.

Neste artigo o objetivo é determinar o custo mínimo de vigas mistas de aço e concreto sujeitas à flexão simples. Sendo assim, deve-se determinar o mínimo da função objetivo dada pela Equação 9, onde: *b* é a largura da laje de concreto, *h*, a altura da laje de concreto, *b_n*, *b_{ts}*, e *b_w*, as larguras da mesa inferior, superior e da alma, *t_n*, *t_{ts}* e *t_w*, as espessuras da mesa inferior, superior e da alma, *A_{s1}* e *A_{s2}*, as áreas de armadura de reforço da laje de concreto superior e inferior, *C_a*, *C_c* e *C_b*, os custos do aço do perfil, do aço das barras de reforço, e da laje de concreto.

$$f(\mathbf{x}) = (b h)C_c + (b_{fi} t_{fi} + b_{fs} t_{fs} + b_w t_w)C_a + (A_{s1} + A_{s2})C_b$$
(9)

Essa função foi definida para o caso de perfil I não simétrico; no caso do perfil I simétrico tem-se $b_f = b_{f_0}$ and $t_f = t_{f_0} = t_{f_0}$.



Figura 1

Deformação de um segmento de viga mista [1]

3.2 Variáveis de projeto

As variáveis de projeto são parâmetros que descrevem o projeto e sofrem alterações durante todo o processo de otimização. Elas podem ser de dois distintos tipos: variáveis discretas ou inteiras (valores compreendidos dentro de um certo conjunto fixo) e variáveis contínuas (reais). Neste trabalho, no processo de otimização, as variáveis de projeto são contínuas sendo elas os parâmetros que definem a seção transversal da viga de aço de perfil I, a seção retangular de concreto e a área das barras de reforço da laje de concreto, como são mostradas na Figura 2 e na Eq. 10.

$$\mathbf{x}^{T} = [b \ h \ b_{fi} \ t_{fi} \ b_{fs} \ t_{fs} \ b_{w} \ t_{w} \ A_{s1} \ A_{s2}]$$
(10)

Como apresentado na seção 3.6, o algoritmo implementado define inicialmente valores para as variáveis de projeto considerando-as variáveis contínuas definindo assim dimensões para o perfil de aço, para a laje de concreto e armadura não usuais. Para evitar isso, foram inseridos no algoritmo alguns passos após a definição da seção otimizada considerando as variáveis de projeto como discretas, obtendo assim uma seção com dimensões usuais.

3.3 Restrições de projeto

As restrições são um conjunto de requisitos especificados e condições que devem ser satisfeitas para que o projeto seja aceitável. Pode-se dizer também que são equações ou inequações das variáveis de projeto que descrevem situações de projeto que devem ser atendidas.

Definidas as propriedades dos materiais de acordo com especificações técnicas [21, 22], deve-se determinar a carga limite última e de serviço que a viga mista suporta. Esses valores são comparados com os dados de entrada e definem duas restrições. Neste trabalho serão utilizados apenas perfis compactos; dessa forma, a esbeltez da mesa e da alma do perfil I será limitada pelas restrições referentes à flambagem local da mesa e da alma. Outras restrições que devem ser consideradas são referentes às restrições laterais, as quais são os limites inferiores e superiores das dimensões da laje de concreto, do perfil I de aço, das áreas de armadura de reforço e o tamanho do passo. Essa última restrição lateral é definida para que sejam válidas as aproximações lineares das funções objetivo e restrições usadas no método da programação linear sequencial.

3.3.1 Verificação do estado limite último

Determina-se o fator f_u que multiplica o carregamento último fornecido pelo usuário para o qual a viga mista está em iminência de ruina. A Eq. 11 fornece a restrição relacionada ao estado limite último da viga mista.

$$C_1(\mathbf{x}) = f_u - 1 \ge 0 \tag{11}$$

O valor de f_u igual à unidade significa que a seção analisada suporta, no limite, um carregamento igual ao carregamento definido pelo usuário. Caso seja maior que a unidade, a seção está com uma folga em relação à restrição de estado limite último.

3.3.2 Verificação do estado limite de serviço

Determina-se a flecha máxima, para cada vão da viga, considerando

na análise o carregamento de serviço fornecido pelo usuário. Para os diferentes vãos da viga, verifica-se o mais suscetível à verificação do estado limite de serviço determinando o valor da flecha máxima nesse vão (δ). Esse valor é comparado com a flecha limite (δ_{lim}) especificada pelo usuário, como mostra a Eq. 12.

$$C_2(\mathbf{x}) = 1 - \frac{\delta}{\delta_{lim}} \ge 0 \tag{12}$$

Se $\delta = \delta_{\text{lim}}$ implica que a seção analisada satisfaz a condição de flecha máxima no limite. Caso $\delta < \delta_{\text{lim}}$ a seção analisada está com uma folga em relação à restrição de estado limite de serviço de deformação excessiva.

3.3.3 Verificação da esbeltez da mesa e alma

Neste trabalho é admitido apenas perfil compacto, ou seja, segun-Neste trabalho é admitido apenas perfil compacto, ou seja, segundo NBR 8800 [22], a esbeltez $(0.5b_t/t_t)$ limite para elementos

do tipo AL é de
$$\lambda_f = 0.38 \sqrt{E/f_y}$$
 e do tipo AA (b_w/t_w) é de $\lambda_w = 3.76 \sqrt{E/f_y}$. Sendo assim, podem-se definir as Eq. 13 e

14 para as restrições referentes à esbeltez da mesa e da alma, respectivamente.

$$C_3(\mathbf{x}) = \lambda_f t_{fi} - 0.5b_{fi} \ge 0$$
(13)

$$C_4(\mathbf{x}) = \lambda_w t_w - b_w \ge 0 \tag{14}$$

3.3.4 Restrições laterais

As restrições laterais são limites práticos inferiores e superiores para as variáveis. Por exemplo, uma variável referente ao diâmetro das barras de aço, não pode ser inferior ao menor diâmetro comercial das barras e nem superior ao maior diâmetro comercial. Esse tipo de restrição é comum a todos os problemas de otimização com restrição.

O vetor **x** das variáveis de projeto já foi definido. Definindo os vetores $\bar{\mathbf{l}} = \bar{\mathbf{u}}$ como sendo os limites inferiores e superiores dessas variáveis, define-se o conjunto de restrições dados pelas Eq. 15





e 16 para as restrições laterais das variáveis de projeto. Nessas equações, *i* = 1,2,...*n* com *n* sendo o número de variáveis, ou seja, *n* = 8 para o caso simétrico e *n* = 10 para o caso não simétrico.

$$C_{i+4}(\mathbf{x}) = x_i - l_i \ge 0 \tag{15}$$

$$C_{i+n+4}(\mathbf{x}) = \overline{u_i} - x_i \ge 0 \tag{16}$$

No método de busca do ponto de ótimo apresentado no item seNo método de busca do ponto de ótimo apresentado no item seguinte desse capítulo, define-se um ponto de partida x_0 e obtém-se o próximo ponto que atenda às restrições de projeto e gere uma redução na função objetivo a partir da equação iterativa $x_{k+1} = x_{k+d}$, onde d é o tamanho do passo. Dessa forma, o problema não linear analisado transforma-se em uma sequência de problemas lineares com as variáveis dadas pelo vetor d. Para que seja válida a aproximação linear usada no método implementado nesse trabalho, devem-se impor restrições laterais para o tamanho do passo, ou seja, $|d| \leq \Delta$. Dessa forma, chega-se ao conjunto de restrições dadas pelas Eq. 17 e 18, onde i varia de 1 até n, com n dado da mesma forma que no parágrafo anterior.

$$C_{i+2n+4}(\mathbf{d}) = \Delta_i + d_i \ge 0 \tag{17}$$

$$C_{i+3n+4}(\mathbf{d}) = \Delta_i - d_i \ge 0 \tag{18}$$

3.4 Programação linear sequencial

O método da programação linear é uma solução matemática aplicada a problemas de otimização onde a função objetivo e todas as restrições representadas por equações ou inequações das variáveis de projeto são lineares em relação a essas variáveis.

A Eq. 19 é a forma matemática de apresentação do problema geral de otimização com restrições de igualdade e desigualdade. Nessa equação, f é a função objetivo que se deseja minimizar, x é o vetor das variáveis de projeto e C e D são funções das variáveis de projeto que definem, nesta ordem, as restrições de desigualdade de e igualdade do problema analisado.

$$\min_{\mathbf{x}} f(\mathbf{x}) \text{ sujeito a } C_i(\mathbf{x}) \ge 0 \text{ e } D_j(\mathbf{x}) = 0$$
(19)

As Eq. 20 e 21 apresentam a linearização das funções objetivo e restrições usando a expansão em série de Taylor truncadas no termo de primeira ordem, onde $\nabla^T f_k$ é um vetor linha com n termos dados pelas derivadas parciais de primeira ordem da função objetivo em relação às variáveis de projeto avaliadas no ponto x_k . O termo $\nabla^T C_k$ é definido de forma análoga, considerando as funções que definem as restrições.

$$f(x_k + \mathbf{d}) \cong f(x_k) + \nabla^T f_k \mathbf{d}$$
⁽²⁰⁾

$$C_i(x_k + \mathbf{d}) \cong C_i(x_k) + \nabla^T C_{ik} \mathbf{d}$$
⁽²¹⁾

Conhecido um ponto de partida viável x_0 , o problema apresentado na Eq. 19 pode ser analisado de forma iterativa utilizando aproximações lineares das funções objetivo e restrições e a equação iterativa $x_{k+1} = x_{k+d}$. O passo é encontrado resolvendo o problema de otimização linear dado na Eq. 22. Neste trabalho é aplicado o método Simplex para a solução desse problema de otimização linear.

$$\min_{d} \nabla^{I} f_{k} \mathbf{d} \text{ sujeito a } \nabla^{I} C_{i_{k}} \mathbf{d} \geq -\mathsf{C}_{i}(\mathbf{x}_{k})$$
(22)

3.5 Forma padrão para o problema analisado

Para definir o passo seguinte do método da programação linear sequencial por meio do método Simplex, é necessário colocar o problema linear da Eq. 22 na forma padrão da programação linear. Fazendo isso, obtém-se a Eq. 23 para o problema de otimização linear, que definirá o passo a ser dado em cada iteração. A formulação nesse item é apresentada para o caso de perfil I não simétrico (n = 10 e m = 44); no caso de perfil I simétrico (n = 8 e m = 36), a formulação é análoga. $min[\nabla^T f = -\nabla^T f = 0, \dots,]\mathbf{d}^*$ sujeito a

$$\begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \nabla^T C \end{bmatrix}_{m \times n} & -\begin{bmatrix} \nabla^T C \end{bmatrix}_{m \times n} & -\begin{bmatrix} \mathbf{I} \end{bmatrix}_{m \times m} \end{bmatrix} \mathbf{d} * = -\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{m \times 1}$$

Na Eq. 23, ∇f_k é como definido anteriormente, d* = [d + d - u^T]^T, onde d+ e d são dois vetores com n termos (número de variáveis de projeto), u é um vetor com m termos (número de restrições), I_{mxm} é uma matriz identidade de ordem m, e 0_{1xm} é um vetor linha nulo com *m* termos. Para maiores informações de como chegar a essa forma padrão, consultar [23, 24].

As derivadas em relação às cargas última e de serviço são obtidas usando o método aproximado das diferenças finitas. As derivadas em relação à função objetivo, as restrições de flambagem local da mesa inferior e da alma, e as restrições laterais e de controle do tamanho do passo são obtidas de forma analítica derivando essas expressões em relação às *n* variáveis de projeto. A Eq. 24 apresenta as derivadas da função objetivo em relação às *n* variáveis de projeto, já as Eq. 25 a 32 apresentam as derivadas das *m* restrições de desigualdade em relação às *n* variáveis de projeto.

$$\nabla^T f_k = [hC_c \quad bC_c \quad t_{fi}C_a \quad b_{fi}C_a \quad t_{fs}C_a \quad b_{fs}C_a \quad t_wC_a \quad b_wC_a \quad C_b \quad C_b]$$
(24)

$$\nabla^T C_1 = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_u}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial f_u}{\partial x_n} \end{bmatrix}$$
(25)

$$\nabla^T C_2 = -\frac{1}{\delta_{lim} \left[\frac{\partial \delta}{\partial x_1} \dots \frac{\partial \delta}{\partial x_1} \right]}$$
(26)

$$\nabla^T C_3 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\frac{1}{2} & \lambda_f & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix}$$
(27)

$$\nabla^T C_4 = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & -1 & \lambda_w & 0 & 0 \end{bmatrix}$$
(28)

$$\nabla^{T} C_{i+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \underbrace{1}_{i-\acute{e}sima\,posição} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
 (29)

$$\nabla^{T} C_{i+n+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \underbrace{-1}_{i-\acute{esima posição}} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
(30)

$$\nabla^{T} C_{i+2n+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \underbrace{1}_{i-\acute{esima posição}} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
(31)

$$\nabla^{T} C_{i+3n+4} = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \underbrace{-1}_{i-\acute{esima posição}} & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \text{ com } i = 1, \dots, n$$
 (32)

3.6 Algoritmo

O algoritmo a seguir descreve o método iterativo para se obter um vetor \mathbf{x} que minimize a função objetivo $f(\mathbf{x})$ e satisfaça todas as restrições do projeto discutidas anteriormente.

Passo 1 Leitura dos dados de entrada fornecidos pelo usuário no arquivo de entrada: curva tensão-deformação dos materiais que compõem a viga mista, carregamento considerando combinação última e de serviço das ações, condições de apoio, custo unitário dos materiais, parâmetros limites, discretização da viga em elementos finitos, tipo de análise (para perfil de aço l simétrico ou não simétrico), bem como as dimensões da laje de concreto, viga de aço e área de aço de armadura. Essas dimensões devem ser fornecidas respeitando os parâmetros limites. Outros dados de entrada são as variações possíveis dentro dos parâmetros limites para cada variável de projeto. Esses dados são utilizados pelo programa para





Viga mista com interação parcial: viga contínua e seção transversal [25]

definir uma seção discreta a partir da seção otimizada considerando as variáveis de projeto como contínuas.

- Passo 2 Determinação do ponto de partida que atenda a todas as restrições de projeto. Esse ponto é necessário para iniciar o processo iterativo de busca do ponto de ótimo usando aproximações lineares para as restrições e função objetivo a cada passo. O algoritmo realiza a análise estrutural e verifica se as dimensões fornecidas pelo usuário atendem às restrições. Caso não sejam atendidas, o algoritmo aumenta em 10% as dimensões fornecidas pelo usuário até que todas as restrições sejam satisfeitas.
- Passo 3 Utilização da programação linear sequencial e o método Simplex para definição da seção otimizada. Usando

o ponto de partida do passo anterior define-se um novo ponto resolvendo um problema de otimização linear usando o método Simplex.

Passo 4 Transformando a seção otimizada do passo anterior em uma seção com variáveis discretas com variação definida pelo usuário. O algoritmo fixará o valor de uma variável de projeto conforme uma lista disponível e mais próximo do valor obtido pelo método Simplex. A partir daí, essa variável será eliminada e o problema será reanalisado definindo novos valores para as outras variáveis, e assim sucessivamente até que todas as variáveis de projetos sejam definidas conforme a variação definida pelo usuário.



Figura 4

Leis constitutivas utilizadas por Salari e Spacone [25], respectivamente: concreto, aço (perfil e barras de reforço) e conexão da interface



Curva carga-deslocamento para um ponto no meio dos vãos da viga mista

4. Aplicações

Em todos os exemplos analisados para comprovação do método proposto neste artigo, as análises não lineares das vigas mistas foram feitas usando os elementos finitos apresentados no item 2. São apresentados, a seguir, dois desses exemplos.

4.1 Exemplo 1

Salari e Spacone [25] analisaram a capacidade de carga de uma viga mista de aço e concreto, de dois tramos, contínua sobre o apoio central, com interação parcial, ilustrada na Figura 3. Na análise numérica, os autores utilizaram um elemento finito de barra com dez graus de liberdade, capaz de simular a não linearidade física dos materiais. As relações constitutivas dos materiais usadas por Salari e Spacone [25] são mostradas na Figura 4.

O exemplo da Figura 3 também foi analisado por Silva e Sousa [1]. Os resultados numéricos obtidos por Salari e Spacone [25] e Silva e Sousa [1] são mostrados na Figura 5 a seguir, onde encontram-se representadas as curvas que relacionam o carregamento aplicado P ao deslocamento vertical Δ da viga analisada nesse exemplo.

Observa-se na Figura 5 que o carregamento concentrado máximo suportado pela viga mista analisada é de 132,3kN, aplicado no meio do vão. Esse valor será utilizado como carregamento solicitante em uma viga mista contínua com as mesmas configurações da viga mostrada na Figura 3, para a qual o usuário definirá uma seção inicial qualquer e o algoritmo de otimização fornecerá uma viga mista otimizada, validando sua aplicação.

Na simulação foram utilizados 8 elementos de viga para simular a viga de concreto, 8 elementos de viga para simular a viga de aço e 8 elementos de interface que simulam a conexão deformável.

4.1.1 Otimizando o perfil I de aço

Será forçado que as variáveis referentes à seção da laje de concreto e da área da armadura apresentem valores finais iguais ao da seção da Figura 3 (A_{s1} com área de 445mm² e A_{s2} igual a 0, *b* com largura de 610mm e *h* com espessura de 60mm). Para isso, será definido no arquivo de entrada um custo baixo para o



Figura 6

Seção definida pelo usuário e seção inicial definida pelo algoritmo (dimensões em mm)

concreto e armadura e um custo alto para o aço, em conjunto com valores limites superiores das dimensões da seção de concreto e da armadura iguais aos valores das dimensões da seção da Figura 3. Dessa forma, na busca do custo mínimo, o algoritmo tenderá a reduzir mais significativamente o perfil de aço até se atingir um ponto em que ele começará a aumentar as dimensões do concreto e da armadura, para continuar reduzindo o perfil de aço. O aumento das dimensões do concreto e da armadura da laje cessará quanto forem atingidas as dimensões limites (restrições laterais) definidas; a partir daí apenas as variáveis do perfil de aço serão alteradas.

É mostrada na Figura 6 a seção inicial fornecida pelo usuário que deve satisfazer apenas as exigências das dimensões limites também inseridas no arquivo de entrada. A seção alterada pelo algoritmo para atender às exigências referentes aos carregamentos e esbeltez é apresentada também na Figura 6, sendo essa seção o ponto de partida do método de otimização neste exemplo.

Na Tabela 1 são apresentados os valores limites definidos para as variáveis de projeto. Como já mencionado, os custos foram fornecidos forçando as variáveis referentes à seção de concreto (b e h) e à armadura ($A_{ex} e A_{ex}$) a convergirem para seus valores limites superiores.

Na atribuição dos valores discretos, os parâmetros de variação fornecidos pelo usuário foram de 10 mm para as dimensões b,



Figura 7



Tabela 1

Valores limites para as variáveis de projeto (dimensões em mm e área em cm²)

Variáveis	b	h	b _f	t _r	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Limite inferior	200	10	40	2	80	2	0	0
Limite superior	610	60	1000	100	2000	100	4,4	0



Variação das restrições no processo de otimização (perfil simétrico)



Figura 9

Seção não simétrica otimizada pelo algoritmo (dimensões em mm)

e b_w e de 1,0 mm para as dimensões t_r e t_w . Assim, as larguras serão valores discretos com precisão de centímetro e as espessuras serão valores discretos com precisão de milímetro, entre os limites inferior e superior de cada variável descritos na Tabela 1.

O algoritmo implementado irá fornecer uma seção de concreto armado com dimensões e armaduras iguais aos da seção de Salari e Spacone, sendo que, para a seção de aço, será fornecido o menor perfil que atenda a todas as restrições de projeto. Para a restrição referente ao carregamento último, foi considerado uma carga concentrada no meio do vão da viga de 132,3 kN, e para o carregamento de serviço foi considerado o valor de 70 kN para uma carga concentrada no meio do vão da viga, que é um carregamento aproximadamente igual à metade do carregamento obtido por uma combinação última das ações.

A resposta obtida neste exemplo, considerando perfil I simétrico,

é mostrada na Figura 7. Como já esperado, a seção de concreto armado é igual à seção de Salari e Spacone. O perfil I simétrico apresenta uma área total de 1.140mm², enquanto que o perfil de Salari e Spacone apresenta área de 2.390mm². Pode-se notar que o algoritmo de otimização partiu de uma seção inicial dada na Figura 6 com área de 3.960mm² e convergiu para um perfil de área 71,2% menor que a seção de partida e 52,3% menor em relação à seção dos referidos autores.

São ilustradas na Figura 8 as variações das restrições referentes aos carregamentos último e de serviço, à esbeltez da mesa e da alma, em relação ao número de iterações. Nessa figura, ELU faz referência a restrição dada pelo carregamento último, ELS faz referência a restrição dada pelo carregamento de serviço, EM e EA fazem referências à restrição de esbeltez da mesa e da alma, respectivamente. Pode-se observar que a seção de partida apresenta uma folga de 122%, 73%, 6%, e 67% em relação a essas restrições, respectivamente. Nota-se que a verificação quanto ao estado limite último é determinante quando comparada ao estado limite de serviço, visto que, em relação ao estado limite de serviço, a seção otimizada apresenta uma folga de 54% e nenhuma folga em relação ao estado limite último. Nota-se também que a esbeltez da alma apresenta bastante folga no início das iterações, finalizando sem folga, e a esbeltez da mesa, apresenta uma pequena folga durante todo o processo iterativo.

As mesmas análises feitas para o perfil I duplamente simétrico foram realizadas para o caso não simétrico e são apresentadas a seguir. A Figura 9 mostra a resposta para a seção otimizada não simétrica e pode-se observar que a seção de concreto armado é igual à seção de Salari e Spacone, como deveria ser, e que o perfil I não simétrico apresenta área total de 1140 mm². Da mesma forma que para a seção simétrica, o algoritmo de otimização partiu da seção dada pela Figura 6 e convergiu para um perfil de área



Figura 10

Seção definida pelo usuário e seção de partida definida pelo algoritmo (dimensões em mm)

Tabela 2

Valores limites para as variáveis de projeto (dimensões em mm e área em cm²)

Variáveis	b	h	b _f	t _r	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Limite inferior	100	40	76,2	9,6	133,2	6,1	4,4	0
Limite superior	2000	250	1000	100	2000	100	5,4	0,01



Seção simétrica otimizada pelo algoritmo (dimensões em mm)



Figura 12

Variação das restrições no processo de otimização (laje de concreto)



Figura 13

Piso formado por laje de concreto e vigas de aço simplesmente apoiadas

71,2% menor que a da seção de partida e 52,3% menor que a da seção dos referidos autores.

O gráfico das variações das restrições para o caso não simétrico é praticamente o mesmo para a seção simétrica e por isso não é apresentado.

4.1.2 Otimizando a laje de concreto

Neste exemplo são consideradas as mesmas características do exemplo do sub-item anterior, porém será definida uma seção inicial qualquer e o algoritmo de otimização fornecerá um perfil I de aço simétrico igual à seção dos autores e otimizará a seção da laje de concreto armado.

A seção inicial fornecida pelo usuário é mostrada na Figura 10. Como no exemplo anterior, essa seção deve satisfazer apenas às exigências das dimensões limites. Neste exemplo, a seção fornecida pelo usuário atende a todas as restrições de projeto, sendo então tomada como seção de partida para o algoritmo de otimização. Na Tabela 2 são apresentados os valores limites definidos pelo usuário para as variáveis de projeto. Como já mencionado, esses valores servirão como limites para as variáveis de projeto (restrições laterais), lembrando que os custos foram fornecidos forçando as variáveis referentes ao perfil de aço (b_{μ} , t_{μ} , b_{ν} , e t_{ν}) e armadura (A_{ex} e A_{ex}) convergirem para seus valores limites inferiores.

Na atribuição dos valores discretos, os parâmetros de variação fornecidos pelo usuário foram de 10 mm para a dimensão *b*, 5 mm para *h* e 0,1 mm para as dimensões $b_{\mu} t_{\mu} b_{w} e t_{w}$. Dessa forma, a altura da laje de concreto será um valor discreto com precisão de 5mm entre os limites inferior e superior dados na Tabela 2, ou seja, um valor discreto da lista: 40, 45, 50, ..., 240, 245, 250mm.

Na Figura 11 é mostrada a resposta obtida para este exemplo. Nessa figura observa-se que a armadura e as dimensões do perfil I são iguais às da seção de Salari e Spacone, como previsto, e a seção de concreto apresenta área total de 20.250 mm², enquanto que a laje de concreto da seção de Salari e Spacone apresenta área de 36.600 mm². Assim, nota-se que o algoritmo de otimização partiu de uma seção qualquer dada na Figura 6, com área de 64.800mm² e convergiu para uma seção de área 68,8% menor que a da seção de partida e 44,6% menor que a da seção de Salari e Spacone.

Observa-se na Figura 12 que a seção de partida apresenta uma folga de 37%, 71%, 5%, e 61%, respectivamente, em relação à verificação quanto aos carregamentos último e de serviço, e às esbeltezes da mesa inferior e da alma. Verifica-se nessa mesma figura que, para a flecha limite estabelecida e o carregamento de serviço considerado, iguais aos anteriores, onde se utilizou a seção de Salari e Spacone, a verificação quanto ao estado limite último é determinante quando comparada ao estado limite de serviço, já que a seção otimizada apresenta uma folga de 28% em relação ao estado limite de serviço.

4.2 Exemplo 2

O piso da Figura 13 a seguir é formado por uma laje de concreto (f_{ck} = 20MPa) apoiada em três vigas de aço AR 350 (f_y = 350 MPa) simplesmente apoiadas nas extremidades. Para a definição do carregamento último e de serviço atuantes nas vigas é considerado um carregamento variável acidental de 2kN/m² (piso de escritório), um carregamento permanente de peso próprio da laje mais revestimento de 3,8kN/m² e um carregamento permanente por metro linear de viga de 0,8kN/m (peso próprio do perfil I de aço). É considerado que a viga central pega metade da área do piso e a outra metade é igualmente dividida entre as vigas das extremidades. Nesse exemplo serão determinadas as dimensões da viga mista formada pela laje de concreto e a viga central (viga V2 na Figura 13) de forma a minimizar uma função custo relacionada com o custo do concreto, aço do perfil e aço da armadura. A viga é dada por um perfil I simétrico, a armadura por barras de 10mm de aço CA50 e a laje de concreto retangular com espessura a ser deter-



Figura 14

Leis constitutivas utilizadas neste exemplo: (a) concreto, (b) aço, (c) barras de reforço e (d) conexão da interface



Figura 15

Seção definida pelo usuário (dimensões em mm)

Tabela 3

Valores limites para as variáveis de projeto (dimensões em mm e área em cm²)

Variáveis	b	h	b _f	t _r	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Limite inferior	2460	70	50	20	200	2	2,49	2,49
Limite superior	2500	250	1000	100	2000	100	20	20

minada e largura fixa dada pelo conceito de largura efetiva[22]. De acordo com os dados fornecidos nos parágrafos anteriores, na Figura 13, e nas condições de combinações de ações para verificação de estado limite último e de serviço da NBR 8800 [22], chega-se aos carregamentos de cálculo último e de serviço dados por 55,16kN/m e 30,7kN/m, respectivamente. Segundo essa mesma norma a largura efetiva (*b*) é de 2,5m.

A não linearidade física dos materiais é representada pelas suas curvas tensão-deformação e a curva força cortante versus deslizamento da conexão deformável. Nesse exemplo são usadas as curvas tensão-deformação mostradas na Figura 14 [21,22]. Para a curva da conexão deformável é considerado o uso de conectores do tipo pino com cabeça de 19,1mm espaçados a cada 20cm. O aço do conector apresenta $f_y = 345$ MPa e $f_u = 415$ MPa. Para maiores detalhes de como chegar nessa curva, consultar as referências [26, 27].

Para análise numérica, utilizou-se uma discretização da viga mista V_2 da Figura 13 em 4 elementos de viga para simular a viga de concreto, 4 elementos de viga para simular a viga de aço, e 4 elementos de interface para conectar os elementos de viga e simular a conexão deformável.

Na definição da função objetivo é necessário que o usuário forneça os valores de custo do concreto, aço e armadura. Nesse exemplo foram adotados os valores de R\$350/m³, R\$31000/m³, e R\$50000/m³ para o custo dos materiais concreto, aço e armadura, respectivamente.

É apresentada na Figura 15 a seção inicial fornecida pelo usuário para esse exemplo. A seção inserida pelo usuário deve satisfazer apenas as exigências das dimensões limites. Como nos outros exemplos, se as exigências de esbeltez das mesas e alma e as exigências referentes aos carregamentos último e de serviço não forem satisfeitas, a seção é alterada pelo algoritmo e tem suas dimensões aumentadas em um processo iterativo até que todas as restrições sejam satisfeitas tornando-se essa o ponto de partida para o procedimento de otimização. Nesse exemplo, a seção da Figura 15 não atendeu as exigências e a seção que foi alterada pelo algoritmo é apresentada na Figura 16.

Na Tabela 3 são apresentados os valores limites definidos pelo usuário para as variáveis de projeto. Observa-se dessa tabela que



Figura 16 Seção de partida definida pelo algoritmo (dimensões em mm)



Seção simétrica otimizada pelo algoritmo (dimensões em mm)



Figura 18 Variação das restrições no processo de otimização (perfil simétrico)

a variável *b* tem uma pequena variabilidade e que qualquer que for o seu valor dentro dessa variabilidade a dimensão final atribuída será o valor de 2,5m. Isso porque no processo de transformação dessa variável contínua em um valor discreto será utilizada uma variação de 50mm. Para as outras variáveis, os parâmetros de variação fornecidos pelo usuário são de 5mm para *h*, 10mm para *b*_r e *b*_w e de 1,0mm para as dimensões de *t*_r e *t*_w.

Nesse exemplo, o algoritmo irá fornecer uma seção com largura da laje de concreto (*b*) igual a 2,5m e as demais dimensões serão definidas dentro dos limites especificados de forma a minimizar a função objetivo relacionada ao custo. A resposta obtida desse exemplo, considerando perfil I simétrico, é mostrada na Figura 17. Verifica-se dessa figura que a seção otimizada apresenta a largura da laje de concreto de 2,5m, como se desejava, e valores limites mínimos para a espessura da laje de concreto (*h*) e para a armadura ($A_{s1} e A_{s2}$).

Na Figura 18 a seguir são ilustradas as variações das restrições em relação ao número de iterações. Observa-se dessa figura que a seção de partida apresenta uma folga de 35%, 9%, 0%, e 109%, respectivamente, em relação às restrições referentes aos carregamentos último e serviço, esbeltezes da mesa e alma. Verifica-se dessa figura que o estado limite último é determinante no dimensionamento. Na iteração 38 as folgas em relação aos dois estados limites eram nulas, no entanto, a folga de 45% em relação a esbeltez da alma permitiu a continuação do método levando a uma seção com esbeltez limite da alma e 25% de folga para o estado limite de serviço. Já a esbeltez da mesa apresenta-se sem folga desde a seção de partida.

Na Figura 19 é apresentada a variação do custo por metro linear da viga com as iterações do método apresentado neste trabalho. A seção de partida apresenta um custo de R\$586,61/m enquanto que a seção otimizada apresenta um custo de R\$265,01/m, uma redução de 54,8%.

As mesmas análises feitas considerando perfil I duplamente simétrico foram realizadas considerando perfil I não simétrico. A seção definida pelo usuário e a seção de partida do algoritmo são as mesma do caso simétrico. Na Tabela 4 são apresentados os valores limites definidos pelo usuário para as variáveis de projeto.

A seção não simétrica otimizada pelo algoritmo é apresentada na Figura 20. Verifica-se dessa figura que a mesa superior é menor que a mesa inferior, o que é justificado devido a viga mista está submetida apenas a momentos positivos.



Figura 19





Figure 20

Seção não simétrica otimizada pelo algoritmo (dimensões em mm)

Tabela 4

Valores limites para as variáveis de projeto (dimensões em mm e área em cm²)

Variáveis	b	h	b _f	t _r	b _w	t _w	A _{s1}	A _{s2}
Limite inferior	2460	70	50	20	200	2	2,49	2,49
Limite superior	2500	250	1000	100	2000	100	20	20

A curva da variação das restrições e do custo por metro linear da viga com as iterações é muito semelhante ao caso do perfil I simétrico. A seção de partida apresenta um custo de R\$586,61/m enquanto que a seção otimizada apresenta um custo de R\$251,12/m, uma redução de 57,2%. Já em comparação com o perfil simétrico tem-se uma redução de 5,2%.

5. Conclusões

Este artigo consiste na implementação de um algoritmo para definir as dimensões do perfil de aço do tipo I simétrico ou não simétrico, das dimensões da laje de concreto retangular e da quantidade de armadura, de forma que a viga mista aço-concreto com interação parcial sujeita à flexão simples atenda às condições de projeto especificadas em normas técnicas, minimizando uma função objetivo custo definida a partir da quantidade de material e do custo desses. O método de programação linear sequencial foi utilizado para resolver o problema não linear na determinação dos esforços resistentes na seção mista aço-concreto em relação às variáveis de projeto. A cada passo do processo sequencial foi utilizado o método Simplex para definir o próximo passo garantindo um avanço no sentido do ponto de mínimo do problema. Contando com a eficiência das formulações dos elementos fintos usadas, o método proposto para a busca da seção otimizada teve sua eficiência devidamente comprovada a partir dos resultados observados nos exemplos apresentados.

6. Agredecimentos

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

7. Referências Bibliográficas

- SILVA, A. R., SOUSA Jr., J. B. M. Nonlinear analysis of partially connected composite beams using interface elements. Finite Elements in Analysis and Design, v. 43, p. 954-964, 2007.
- [2] R. XU, Y.F. Wu, Two-dimensional analytical solutions of simply supported composite beams with interlayer slips, Int. J. Solids Struct. 44 (2007) 165–175.
- [3] A. DALL'ASTA, A. ZONA, Three-field mixed formulation for the non-linear analysis of composite beams with deformable shear connection, Finite Elem. Anal. Des. 40 (2004) 425–448.
- [4] G. RANZI, F. GARA, G. LEONI, M.A. BRADFORD, Analysis of composite beams with partial shear interaction using available modelling techniques: a comparative study, Comput. Struct. 84 (2006) 930–941.
- [5] G. RANZI, A. ZONA, A steel–concrete composite beam model with partial interaction including the shear deformability of the steel component, Eng. Struct. 29 (2007) 3026–3041.
- [6] S. SCHNABL, M. SAJE, G. TURK, I. PLANINC, Locking-free two-layer Timoshenko beam element with interlayer slip, Finite Elem. Anal. Des. 43 (2007) 705–714.
- [7] A. DALL'ASTA, A. ZONA, Slip locking in finite elements for composite beams with deformable shear connection, Finite Elem. Anal. Des. 40 (2004) 1907–1930.

- [8] F. GARA, G. RANZI, G. LEONI, Displacement-based formulations for composite beams with longitudinal slip and vertical uplift, Int. J. Numer. Methods Eng. 65 (8) (2006) 1197–1220.
- [9] SOUSA JR, JOÃO BATISTA M. ; SILVA, A. R. . Analytical and numerical analysis of multilayered beams with interlayer slip. Engineering Structures, v. 32, p. 1671-1680, 2010.
- [10] SILVA, A. R.; SOUSA JR., JOÃO BATISTA M. . A family of interface elements for the analysis of composite beams with interlayer slip. Finite Elements in Analysis and Design, v. 45, p. 305-314, 2009.
- [11] SOUSA JR., JOÃO BATISTA M. ; OLIVEIRA, CLAUDIO E.M. ; SILVA, A. R. . Displacement-based nonlinear finite element analysis of composite beam columns with partial interaction. Journal of Constructional Steel Research, v. 66, p. 772-779, 2010.
- [12] KRAVANJA, S.; SILIH, S. The MINLP optimisation of composite I-beams. Transactions on the Built Environment, v. 52, p. 401-407, 2001.
- [13] KRAVANJA, S.; SILIH, S. Optimization based comparison between composite I beams and composite trusses. Journal of Constructional Steel Research, v. 59, p. 609-625, 2003.
- [14] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Comparison between three different composite systems. High Performance Structures and Materials II, v. 52, p. 87-97, 2004.
- [15] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems -Part 1: Self-manufacturing cost estimation of composite and steel structures. Journal of Constructional Steel Research, v. 62, p. 434-448, 2006a.
- [16] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems - Part 2: Optimization based competitiveness between the composite I beams, channel-section and hollow-section trusses. Journal of Constructional Steel Research, v. 52, p. 449-462, 2006b.
- [17] KLANŠEK, U.; KRAVANJA, S. Cost optimization of composite I beam floor system. American Journal of Applied Sciences, v. 5, p. 7-17, 2007.
- [18] SENOUCI, A. B.; AL-ANSARI, M. S. Cost optimization of composite beams using genetic algorithms. Advances in Engineering Software, v. 40, p. 1112-1118, 2009.
- [19] ABADI, A. S. M.; KAVEH, A. Cost optimization of a composite floor system using an improved harmony search algorithm. Journal of Constructional Steel Research, v. 66, p. 664-669, 2010.
- [20] SILVA, A. R., SOUSA Jr., J. B. M.; NEVES, F. A. Optimization of steel-concrete composite beams with partial interaction by sequential linear programming. XXXII CILAMCE. Ouro Preto, 2011.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014. (in portuguese)
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. (in portuguese)
- [23] VANDERPLAATS, G., 1984. Numerical optimization

technique for tnginnering design - with applications. McGraw-Hill Book Company, New York, 1984.

- [24] HAFTKA, R.; KAMAT, M. Elements of structural optimization. Martinus Nijhoff Publishers, Boston, 1985.
- [25] SALARI, M. K.; SPACONE, E. Finite element formulation of one-dimensional elements with bond-slip. Engineering Strucutures, v. 23, p. 815-826.
- [26] OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. Composite steel and concrete structural members: fundamental behaviour. Pergamon Press, Oxford, 1995.
- [27] OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. AISC Eng, v. J, p. 55-64, 1971.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Numerical analysis of torsional tangent rigidity of reinforced concrete waffle slab

Análise numérica da rigidez tangente à torção de laje nervurada de concreto armado



C. C. NUNES a claudiocruznunes@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-7202-9967

Abstract

This research work deals with the analysis of torsional tangent rigidity of reinforced concrete waffle slabs by comparisons of the numerical analysis with results of experimental tests, with calculations performed using the ATENA program. This program was specially developed for the calculation of reinforced concrete structures, considering the physical and geometric nonlinear analysis using the finite element method. Numerical analysis considered the tensile strength of the concrete and consequently the fracture energy. Numerical situations were tested to obtain the calibration of the numerical analysis with the laboratory tests. After the calibrations, the results were extrapolated to extreme situations to infer tangent torsion rigidity in new situations. It is concluded that, for waffle slabs, near the rupture, the torsional tangent rigidity should be 5% of the torsional tangent rigidity to the initial torsion. In service, considering one third of the total breaking load, the torsional tangent rigidity should be 85% of the torsional tangent rigidity in service is another parameter that guarantees the structural efficiency of the waffle slabs and can be used in the most diverse applications of structural engineering.

Keywords: reinforced concrete waffle slab, torsional tangent rigidity, numerical analysis.

Resumo

Este trabalho de investigação científica aborda a análise da rigidez tangente à torção de lajes nervuradas de concreto armado por meio de comparações da análise numérica com resultados de ensaios experimentais, cujo cálculo foi feito no programa ATENA. Tal programa foi desenvolvido especialmente para cálculo de estruturas de concreto armado considerando de forma ampla a análise não linear física e geométrica com uso do método dos elementos finitos. As analises numéricas levaram em consideração a resistência à tração do concreto e consequentemente a energia de fratura. Diversas situações numéricas foram testadas para se obter a calibragem da análise numérica com os ensaios de laboratório. Após as calibragens, os resultados foram extrapolados para as situações extremas para se inferir sobre a rigidez tangente à torção em novas situações. Conclui-se que, para lajes nervuradas, nas proximidades da ruptura, a rigidez tangente à torção deve ser 5% da rigidez tangente à torção inicial. Em serviço, considerando um terço da carga total de ruptura, a rigidez tangente à torção deve ser 85% da rigidez tangente à torção inicial. Essa grande rigidez tangente à torção em serviço é mais um parâmetro que garante a eficiência estrutural das lajes nervuradas, podendo ser usadas nas mais diversas aplicações arrojadas de engenharia estrutural.

Palavras-chave: laje nervurada de concreto armado, rigidez tangente à torção, análise numérica.

Received: 03 Jul 2018 • Accepted: 09 Apr 2019 • Available Online: 01 Nov 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

^a Federal University of Mato Grosso, Faculty of Architecture, Engineering and Technology, Department of Civil Engineering, Cuiabá, MT, Brazil.

1 Introduction

The waffle slab is a system that has lower costs, so it has become widely used. Albuquerque [1] showed that for the region of São Paulo, the waffle reinforced concrete slab with propylene crates has a cost of 15.15% less than the solid slab of reinforced concrete, using both a traditional framework. The same author also concluded that the flat waffle slab of reinforced concrete with a propylene crates costs 7.84% less than the solid slab with traditional framework. The use of flat slab brings the structural disadvantage of not forming frame structures due to the few beams or absence of them. Therefore, its use in buildings generally relies on geometric nonlinear analysis.

Nunes and Lima [2] showed that a ten-story building with flat waffle slab of reinforced concrete already exhibits high-rise behavior. The building was calculated in the linear regime and also in the nonlinear geometric regime, with geometric nonlinear formulation developed by Nunes [3] and Nunes et al. [4], and with generalized linear relationship among displacements, with formulation developed by Nunes [5] and Soriano and Nunes [6]. The building presented differences of 103.54% in the moments and 47.5% in the top displacements, between the linear and non-linear geometric analysis. In this calculation, the slab was considered as a rigid diaphragm and the rigidity was not computed. However, the bending stiffness of the slab can be computed considering slab strips when having pillars aligned in rows, as proposed by Lúcio [7].

This simplification is allowed by ABNT NBR 6118: 2014 [8] and some researchers adopt it in their articles like Galeb and Atiyah [9]. However, the waffle slab also has other rigidities, such as torsion, which are better computed when adopting a grid mesh in conjunction with the space frame of the pillars and beams or discretizing the waffle slab with shell finite elements, with an equivalent thickness of solid slab, together with the space frame of the pillars and beams. The major question in whether to discretize the slab as a grid or as an equivalent thickness of massive slab is how much the torsional rigidity for each case should be. The torsional rigidity is a difficult physical data to be generically established for use in all structural elements. Therefore, there are many studies and disagreement about the procedures as torsional rigidity is established for particular cases, as in the case of waffle slabs.

Stramandinoli and Loriggio [10], [11] propose the grid analogy to calculate the waffle slabs. They claim that simulating the waffle slab as massive has provided unsatisfactory results in a number of cases. The grid analogy is contested by Araújo [12], as it does not provide satisfactory results in several situations. Araujo [12] considers that the waffle slabs, to have great torsional rigidity, must be calculated as solid slabs of equivalent thickness. According to Araujo [12] (p.1), "when the (waffle) slab is cross-armed, the results are very dependent on the slab's torsional rigidity and at this point there is no consensus as to which values to adopt". But Araújo himself [12], [13] presents good approximations that can be made, considering an equivalent thickness of massive slab. However, these simplifications, whether considering a massive slab, which is more precise, or for the grid analogy, will always lead to approximate results that will require calibration.

Another way of calculating the waffle slabs is with the use of finite elements. In this case, shell elements can be used to discretize the cap as well as the ribs (RECALDE et al. [14]). This model maintains all the plate compatibilities developed by the cover and also computes the bends and the twists of the cover and the ribs. Other researchers have adopted more advanced models to consider concrete cracking as can be seen in Lima et al. [15]. One can even adopt the non-perfect adhesion between steel and concrete, as done by Tavares et al. [16] in the numerical simulation of pullout tests. Another way is to use three-dimensional finite elements to discretize the entire shell and ribs. The finite element method is highly recommended for those considering the nonlinear effects of concrete and reinforcement. The latter is the method that was used in this work. The disadvantage of these methods is the high computational cost, as already observed by Parente Jr et al. [17] even in portico analysis, and the need for detailed discretization of the finite element mesh in critical regions as can be seen in Marasca et al. [18]. All this makes these advanced methods little used in projects, but they are mandatory for advanced research studies, especially when comparisons are made with experimental tests.

According to ABNT NBR 6118: 2014 (p.97) [8], "Unidirectional waffle slabs *should* be calculated according to the direction of the ribs, neglecting transverse stiffness and torsional stiffness." As for cross waffle slabs, ABNT NBR 6118: 2014 (p. 97) [8] states that: "Bidirectional waffle slabs ... *can* be calculated, for the purpose of demanding efforts, as massive slabs" (Our italics).

Another physical parameter that greatly interferes in the physical nonlinear calculation is the tensile strength of the concrete and the variables dependent on it. "In a manner analogous to the compressive strength, the tensile strength of the concrete presents a significant variability around an average value. In general, this variability is greater than that found for compressive strength "(ARAÚJO, [19], p.1). This greater dispersion around the mean for the tensile strength of the concrete may be a great uncertainty factor for stipulating a fixed value in a deterministic calculation to be compared with laboratory testing.

The constitutive relationship - tension *versus* deformation - of the drawn concrete has an ascending phase, a peak and a descending phase. The upward part has a longitudinal modulus of elasticity similar to that of compression. It presents little non-linearity and can generally be adopted as linear. After the peak tension, cracking damages in the weaker parts of the concrete begin to occur. After this phenomenon, the problem is no longer the mechanics of the continuum. Therefore, after the cracking, a stress *versus* crack opening diagram is adopted. The area under this diagram and the abscissa axis, corresponding to the crack opening, is defined as specific fracture energy - Gf - energy required to create a complete crack of unit area (ARAÚJO [19]).

Several test methods can be used to determine fracture energy. The method depends on the mode of fracture to be analyzed (ARAÚJO, [19]). Fernández-Canteli et al. [20], in order to determine the fracture energy, calculate the work performed by the force that causes the fracture versus the displacement corresponding to the fracture opening, then define the fracture energy as the ratio between that work and the area of fracture bonding. Hillerborg (apud Araújo [19]), in a study conducted with a series of tests, found that the fracture

energy depends on a number of factors, such as concrete composition, curing conditions, age, etc. He found no correlation, but concluded that the fracture energy increases with the size of the coarse aggregate. The fracture energy also depends on the size of the fracture in relation to the grain of the materials and the size of the samples. Some researchers, such as Bazant and Kazemi [21] and Abdalla and Karihaloo [22], have developed formulations to measure fracture energy independent of some of these dimensions. According to Lee and Lopez [23], the test methods also interfere in the measurement of fracture energy. They propose a bilinear method to simulate the fracture energy curve and determine the value of it, as recommended by codes such as CEB-FIP 2010 [24].

Other mathematical models are also used to define fracture energy such as Hillerborg's linear law (apud SILVA NETO [25]) and Xu's exponential law (apud SILVA NETO [25]). Fernández-Canteli et al. [20] demonstrated that when comparing test results with those of numerical analyzes, the types of discretization and boundary prescriptions (supports) of the numerical models interfere with the results. These authors demonstrated that the results of modified compact tension test (MCT), compared to numerical analysis calculated with finite elements in the commercial programs ABAQUS and ATENA, showed good results, confirming its practical usability. According to Fernández-Canteli et al. [20], 3D calculations are unavoidable for proper numerical simulation of the actual test conditions, in order to obtain a true fracture energy value of the concrete.

The *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 (*fib* - CEB-FIP, page 78, [24]) adopts fracture energy independent of aggregate and other factors, simply defining $G_f = 73 f_{cm}^{\Lambda 0.18}$. The ATENA program, used in this work, calculates the fracture energy by a different formula given by $G_f = 0,000025 f_t^{ef}$ (MN/m) (ČERVENKA, p. 20 e 33, [26]). These simplifications and differences in fracture energy



Dimensions of the models VL3A and VL3B.

Figure 1

Dimensions of the VL3A and VL3B models **Source:** Lúcio [7]

formulation, which depend on the tensile strength of the concrete and other factors such as aggregate type, are complication factors in advanced analyzes performed in the physical and geometric nonlinear regime for comparisons with laboratory tests.

Therefore, this research aims to verify if the rigidity of the waffle slab to the torsion has or does not have significant values in service as well as in the rupture. It is assumed that torsional rigidity depends on several factors such as tensile strength of the concrete and consequently the fracture energy of the concrete. The study is carried out by means of comparisons of some experimental results with models calculated through numerical analysis in the ATENA program, in the physical and geometric nonlinear regime, using the finite element three-dimensional method.

2. Methodology

2.1 Materials

For the development of this scientific research the following materials were used: Experimental results of Lúcio's PhD Thesis [7]; physical and geometric non-linear analysis program for reinforced concrete ATENA, of the Červenka Consulting s.r.o. [27], high performance computer with 16 GB of RAM and 12 processors from the Faculty of Science and Technology of the New University of Lisbon, Lisbon - Portugal; notebook with 15 processor and 8 GB of RAM; spreadsheet and text editor.

2.2 Method

The initial construction of the models was done directly in the ATENA program, using notebook i5. These models were refined with finite element meshes through the various macroelements, corresponding to the data preprocessing phase. Later, the models were executed in the high performance computer, in which one can process several models, even from different researches, simultaneously. The post-processing phase was developed in the i5 notebook using the ATENA program and electronic spreadsheets for graphing in order to compare numerical and experimental results.



Reinforcement of the models.

Figure 2 Reinforcement of the models Source: Lúcio [7]


Load sketch and support for twist test of the waffle slab Source: Lúcio [7]

3. Laboratory test used as reference

The laboratory tests used as reference for this work were performed by Lúcio [7] in his PhD thesis. The results of the tests were used for direct comparisons of results and calibration of the numerical model. Figure 1 shows the dimensions of the waffle slabs and Figure 2 shows the reinforcement of the models. The tests were performed according to the outline of Figure 3. Details of test equipment can be seen in the outline presented in Figure 4. With this scheme, the slab is requested to twist. Table 1 shows the mechanical properties of the concrete used in the construction of the slabs. The properties are practically based on cube tests, from



Test of models VL3A and VL3B.

Figure 4

Details of the scheme for twist test of the waffle slab Source: Lúcio [7]

which the f_{cu} is obtained. With this parameter, the other mechanical properties are calculated. Other properties that were required for the numerical analysis will be presented later. Table 2 shows the mechanical properties of the reinforcement used in the slabs. From the sketch in Figure 3, it is shown that the torque of the load applied in the test is given by Equation 1.

$$m_{xy} = \frac{r}{2} \tag{1}$$

Where: m_{xy} is the twisting moment and P is the load applied.

Table 1

Mechanical properties of the concrete of the waffle slabs calculated with formulas of the time of the test

	Slab	Test age [days]	f _{cu} [N/mm²]	f _{sp} [N/mm ₂]	_	
	VL1	16	37.4	3.1	_	
	VL2	19	38.5	_		
	VL3	21	38.2	_		
	VL3A	48	56.2	4.3		
	VL3B	32	50.1	_	_	
Avero	ige values	of the test res	ults of the conc	rete specime	ens	
f _c [N/mm²]	[]	E _c (N/mm²]	G [kN/mm²	·]	f _{sp} [N/mm²]	f, [N/mm²]
31.0		25.6	10.7		3.1	4.5
32.0		26.0	10.8		3.2	4.6
31.7		25.9	10.8		3.2	4.6
46.6		31.4	13.1		4.3	6.2
41.6		29.7	12.4		3.8	5.5
		— from 57	: f _c = 0.83 f _{cu}			
	— fro	m 58 : E _c = 4.	6 x 10 ³ f _c ^{1/2} [N/r	mm²]		
		$-G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$	where $v = 0.2$			
	Averc f _c [N/mm ²] 31.0 32.0 31.7 46.6 41.6	Slab VL1 VL2 VL3A VL3B Average values fc [N/mm²] [N 31.0 32.0 31.7 46.6 41.6	$\begin{tabular}{ c c c c } \hline Slab & Test age [c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{tabular}{ c c c c } \hline Slab & Test age & f_{cu} \\ \hline [lays] & [N/mm^2] \\ \hline VL1 & 16 & 37.4 \\ \hline VL2 & 19 & 38.5 \\ \hline VL3 & 21 & 38.2 \\ \hline VL3 & 21 & 38.2 \\ \hline VL3 & 48 & 56.2 \\ \hline VL3B & 32 & 50.1 \\ \hline \hline VL3B & 32 & 50.1 \\ \hline \hline \hline VL3B & 32 & 50.1 \\ \hline \hline \hline \hline IN/mm^2] & [kN/mm^2] & [kN/mm^2] \\ \hline \hline \hline IkN/mm^2] & [kN/mm^2] & [kN/mm^2] \\ \hline \hline 31.0 & 25.6 & 10.7 \\ \hline 32.0 & 26.0 & 10.8 \\ \hline 31.7 & 25.9 & 10.8 \\ \hline 46.6 & 31.4 & 13.1 \\ \hline 41.6 & 29.7 & 12.4 \\ \hline \hline \hline - from [57]: f_c = 0.83 f_{cu} \\ \hline \hline \hline \hline - G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} & where $\nu = 0.2 \\ \hline \end{tabular}$	$\begin{tabular}{ c c c c c } \hline Slab & Test age & f_{cu} & f_{sp} \\ \hline [N/mm2] & [N/mm2] & [N/mm2] \\ \hline VL1 & 16 & 37.4 & 3.1 \\ \hline VL2 & 19 & 38.5 & \\ \hline VL3 & 21 & 38.2 & \\ \hline VL3 & 21 & 38.2 & \\ \hline VL3 & 48 & 56.2 & 4.3 \\ \hline VL3 & 32 & 50.1 & \\ \hline \hline VL3 & 32 & 50.1 & \\ \hline \hline VL3 & 32 & 50.1 & \\ \hline \hline \hline VL3 & 32 & 50.1 & \\ \hline $	$\begin{tabular}{ c c c c c c } \hline Slab & \hline Iest age & f_{cu} & f_{sp} \\ \hline [N/mm^2] & [N/mm_2] \\ \hline [N/l & 16 & 37.4 & 3.1 \\ \hline VL2 & 19 & 38.5 & - \\ \hline VL3 & 21 & 38.2 & - \\ \hline VL3A & 48 & 56.2 & 4.3 \\ \hline VL3B & 32 & 50.1 & - \\ \hline \hline VL3B & 32 & 50.1 & - \\ \hline \hline \hline IN/mm^2] & \hline IN/mm^2] & \hline \hline IN/mm^2] \\ \hline \hline \hline IN/mm^2] & \hline IN/mm^2] & \hline \hline IN/mm^2] \\ \hline \hline 31.0 & 25.6 & 10.7 & 3.1 \\ 32.0 & 26.0 & 10.8 & 3.2 \\ \hline 31.7 & 25.9 & 10.8 & 3.2 \\ \hline 31.7 & 25.9 & 10.8 & 3.2 \\ \hline 31.7 & 25.9 & 10.8 & 3.2 \\ \hline 46.6 & 31.4 & 13.1 & 4.3 \\ \hline 41.6 & 29.7 & 12.4 & 3.8 \\ \hline \hline \hline - from 58 : E_c = 4.6 \times 10^3 f_c^{1/2} [N/mm^2] \\ \hline $

Source: Lúcio [7]

Table 2

Mechanical properties of the reinforcement

Туре	Designation	Diameter [mm]	f _{sy} = σ _{0.2%} [N/mm²]
Plain round soft iron cold stretched	R3	3	273
	T6	6	585
Deformed hot rolled steel	Т8	8	500
	T10	10	548
High viold stool	φ6	6	425
	φ8	8	525

Source: Lúcio [7]

The twisting moment of the slab's own weight is given by Equation 2. For more details see Figure 5, (LÚCIO [7]).

$$m_{xy0} = \frac{ga^2}{8} \tag{2}$$

Where: m_{xy0} is the twisting moment of the slab's own weight, g is the slab's own weight and a slab size.

In Figure 6, we have the axle systems and the measuring points of the vertical displacements. There is also the Mohr circle for transforming moments between coordinate systems. With the displacements of these points, the torsional curvature can be calculated with Equation 3.

$$w_{xy} = \frac{-w_2 + w_3 + w_4 - w_5}{c^2} \tag{3}$$

Where: w_{xy} is the torsional curvature; w_2 , w_3 , $w_4 e w_5$ are the displacements of the points of the slab marked in Figure 6 and c is the horizontal and vertical distance between points.

Therefore, by definition, the torsional stiffness can be calculated by Equation 4, (LÚCIO [7]).

$$D_{xy} = \frac{1}{2} \frac{m_{xy}}{w_{xy}} \tag{4}$$



Influence of the self-weight of the model.

Figure 5

Influence of the self-weight at the moment of twisting **Source:** Lúcio [7]

Figure 6

Axis system, vertical displacement measuring points and Mohr circle **Source**: Lúcio [7]

Where: D_{xy} is the torsional stiffness, m_{xy} is the total twisting moment and w_{xy} is the torsional curvature.

4. Numerical analysis

The ATENA models are basically constructed using macroelements (ČERVENKA, [28]). A complex model can be fragmented into many simple macroelements. Initially, a macroelement of a portion of the rib was generated. Subsequently, this macroelement was copied systematically to generate the ribs. Next, the macroelement was generated for the cover, then for the support plates at the top and corners of the cover, and finally for the fillers of the corners. In Figure 1 and Figure 7, the ribs are found to be of varying thickness along the height. Rounding between the edges of the rib surfaces and between the ribs and the cover of the actual models was not discretized in the numerical models.

The four support plates were considered linear elastic to avoid stress concentrations at the bearing points and the load insertion

points. The support plates were built in the numerical model with a thickness of 10 mm. In Figure 7, we have the numerical model with the ribs, corner reinforcement fillers, cover plates and support plates discretized with macroelements. By means of the information in Figure 2, the reinforcements were discretized in the model developed in the ATENA.

It can be seen in Figure 2 that the lower and upper reinforcements have end folds that serve to anchor them in the concrete. As in the numerical model it was decided to use perfect adhesion between reinforcement and concrete, and these folds were not discretized. Thus, the reinforcements were discretized as straight lines in both the bottom of the ribs and the cover, see Figure 8. The reinforcements of different directions were discretized at different heights,





Figure 7

Numerical model with ribs, corner fillers, cover and support plates discretized with macroelements

Figure 8

Reinforcement of the VL3A model discretized in the ATENA program

respecting this detail that can be seen in Figure 2. This specificity is also important to make sure that the program, by discretizing finite element steel bars, which is done automatically, would not form a mesh like a welded mesh. In this way, it was guaranteed that the bars would work in isolation in the numerical model as it happened in the real model. It was also taken into account, in the numerical model, that the steel bars do not work the compression.

The finite element meshes are generated in the ATENA program by means of the macroelements and are automatically compatibilized with the finite element mesh of the steel bars. They can be generated together for all macroelements with global parameters, but meshes can also be generated for one or more macro elements at a time. It is also possible to refine the discretization for a macro element, a plane, a line or a point, by means of a semiautomatic refinement process.

In Figure 9, it can be seen that the slab cover is discretized with a different refinement of the ribs. This whole process can generate finite element meshes of incompatible nodes between the macro elements. As a result, it may occur that nodes in the contact planes between the macroelements may not coincide. As in the finite element method, the nodes between adjacent elements must be coincident, in order to prevent voids or material overlaps, the system uses dependence between displacements to make the finite element meshes compatible between the macroelements. These dependencies have several specific rules such as: number of nodes on counted surfaces between macro elements, whether the links are perfect or whether sliding is allowed. The surface that has fewer nodes has its nodes defined as master and the other has its nodes defined as dependent nodes. These dependency rules related to the number of nodes are calculated automatically by the program, and the user can interfere in some parameters (ČERVENKA, [28]). For the development of the meshes, perfect bonds were adopted in the contact surfaces between the macroelements, made compatible by means of dependence between displacements. The type of the dependency matrix between displacements is defined internally by the program.



Finite element mesh for the VL3A model with 22,278 finite elements

To obtain finite element meshes suitable for processing, various combinations of meshes were studied and tested. Meshes with more than 80,000 finite elements presented problems of convergence and took more than eight hours of processing. The meshes between 40,000 and 80,0000 elements presented convergence to one situation but errors of convergence to others, with small changes of physical or geometric parameter and took about three hours of processing. Nevertheless, the meshes with less than 40,000 finite elements, presented convergence without errors and took less processing time, about one hour. For meshes with less than 20,000 finite elements there was a processing of less than an hour, but they did not have an adequate convergence.

All this occurs because the finite element method can not have a very small number of elements for a complex geometry, since the method is approximate. On the other hand, an excessive number of finite elements makes the vectors of load and displacement very large, making it difficult to verify convergence for a very complex problem.

From this, it can be concluded, at this stage, that we should use meshes between 20,000 and 40,000 finite elements. This preliminary conclusion in the number of finite elements cannot be extrapolated to all problems, since each case must be studied separately when using semiautomatic refinement. To improve the discretization in specific locations, without increasing the number of finite elements, different refinement was used, according to the type of macro element. For the ribs, the number of adequate finite elements along the height and the finite element type were studied, since ATENA has several finite element types (ČERVENKA, [28]). For the cover, we also studied the amount of finite elements that would be adequate along the thickness and width. The mesh shown in Figure 9, for example, is a mesh that was considered suitable. This mesh is of the VL3A model and has 22,278 finite elements, having three finite elements along the height of the vein, of the tetrahedron type, and four along the thickness of the slab, of the quadrilateral side prism type, obtained through semi-automatic discretization.

The finite element meshes of the macroelements are defined in the pre-processing phase. However, the steel bars are automatically discretized in finite elements in the processing phase, where the program creates a finite element mesh for the steel bars compatible with the finite element mesh of the macroelements. Thus, the user does not interfere in the creation of the finite element mesh of steel bars, (ČERVENKA, [28]).

The application of the loads involves a process of support configuration change throughout the calculation process. To simulate the test situation of Figure 4, in the application of the self-weight it was initially considered that two diagonally opposed supports are fixed and the other two are free. With this, the situation of fixing the waffle slab on the two supports in the pillar form of Figure 4 is numerically simulated. Afterwards, two diagonally opposing supports are introduced, leaving the slab with four supports and its own weight already applied in the two initial supports. The loads of Figure 3 are then introduced by means of displacements prescribed in the last two supports introduced. All this was possible in the numerical model because ATENA (ČERVENKA, [28]) allows to change and combine different situations of supports and loads throughout the calculation process. In this way, the situations that occurred in the test were simulated numerically as closely as possible.

New material "3D Nonlinear Cementitiou	s 2"	×	New material "3D Nonlinear Cementitio	ous 2"	×
Title: 3D Nopinear Compatib	ious 7	Load	Title: 30 Nonlinear Cement	titique 2	🕞 Load
Basic Tensile Compressive Shear 1	viscellaneous	Save	Basic Tensile Compressive Shear	Miscellaneous	Save
Elastic modulus E : 3,845E+0 Poisson's ratio μ : 0,20 Tensile strength f ₅ : 3,521E+0 Compressive strength f ₆ : -4,777E+0	$\begin{array}{c c} \hline H & [MPa] \\ \hline 0 & [-] \\ \hline 0 & [MPa] \\ \hline 1 & [MPa] \end{array} \end{array} \begin{array}{c} Stress-Strain Law \\ \hline f_1^{ef} & \sigma \\ \hline f_2^{ef} & \sigma \\ \hline f_c^{ef} & \sigma \\ \hline$	Biassial Failure Law f_c f	Spedific fracture energy GF: Crack spacing s _{max} ; Tension stiffening c _{is} ; Unloading:	8,803E-05 [MN/m] [m] [-] [-] [-]	
Number: 1	Previous	Einish 🛛 Cancel	Number: 1	Previous Einisi	h 🛛 Cancel

Concrete properties calculated by ATENA for $f_{c,cube} = 56.2$ MPa for model VL3A

In order to approach the nonlinear problem, the current ATENA method was used, which is the Updated Lagrangian formulation. For the numerical solution of the non-linear algebraic equations the Newton-Raphson method was used with corrections of the stiffness matrix in all iterations. In this case the computational cost is higher, but there is a convergence facility in relation to the modified method, in which the stiffness matrix is corrected only at the beginning of each increment. (ČERVENKA, p. 2, 199-201, [26])

The weight itself was introduced in four steps because it is a little non-linear phase. The test load, introduced by means of prescribed displacement, had to be placed with many more steps, that is, 24 to 34 loading steps. Increments with more steps, around 100, generated convergence errors and increments with fewer steps resulted in data with significant errors. Through these tests, this range of steps was adopted for the processing.

Since the nonlinear analysis generates a very large amount of data, monitoring points were defined (ČERVENKA, p. 99, [28]). The points of support and the numbered points of Figure 6 were defined as monitoring points, since at these points the experimental measurements were made. In this way, the program already separates data for these points, making it possible to follow the graphical analysis in the processing phase, besides permitting the visualization of tensions and fractures. With the data of the monitoring points, in the post-processing phase, one can construct graphs with the ATENA itself or with electronic spreadsheets.

5. Comparison between experimental and numerical analysis

The ATENA program (ČERVENKA, [28]) requires only some initial properties to automatically calculate the mechanical properties of materials. For the calculation of concrete properties, the f_{caube} is

requested (ČERVENKA, p. 33, [26]). With this, the other properties are calculated automatically and those that do not depend on the $f_{c,cube}$ are also placed by the program, such as the specific weight of the concrete. For the reinforcing bars, a similar procedure also occurs, depending on the type of diagram that was chosen, in this case bilinear. The specific weight of steel is also placed by the program, as are other properties that are not indexed to a global parameter as the yield stress. After the automatic calculation of these properties, the user can change the properties. The main question is that the values calculated by the ATENA program for concrete properties as a function of $f_{c,cube}$ are not all the same as those of the *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 [24] and of the Portuguese Standard - Eurocode 2 [29]. With this, a very wide range of alternatives are opened that can be modified for the numerical calibration of the models.

In Table 1, we have the values of $\rm f_{_{c,cube}}$ (in case $\rm f_{_{cu}}$) and the mechanical properties of the concrete calculated as a function of $\rm f_{_{c,cube}}$ with the formulas at the time of the test (LÚCIO [7]).

The values of concrete properties calculated by ATENA for model VL3A, $f_{c,cube}$ =56,2MPa, can be seen in Figure 10. The program calculates properties other than those that are shown in Figure 10, see the tabs in the figure. However, as they were not changed in this search for the calibration of the numerical model, they are not presented in this text. The properties of concrete for the VL3B model, $f_{c,cube}$ =50,1MPa, calculated by ATENA can be seen in Figure 11. However, the formulation used by the program can be found in ČERVENKA, p. 18, 25, 26 e 33, [26].

The values of the properties of the concrete calculated with the Portuguese Standard - Eurocode 2 - Design of concrete structures (p. 36, [29]) and the fracture energy of the concrete given by *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 (*fib* – CEB-FIP, p. 78, [24]) can be seen in Table 3.

New material "3D Nonlinear Cementitious 2"	×	New material "3D Nonlinear Cementitio	us 2"		>
Material name	🗃 Load	Material name			Load
Title: 30 Nonlinear Cementitious 2	Save	Title: 3D Nonlinear Cement	itious 2		Save
Basic Tensile Compressive Shear Miscellaneous		Basic Tensile Compressive Shear	Miscellaneous		
Elastic modulus E : 3,845E+04 [MPa] Stress-Strain Law Biaxial Far Poisson's ratio µ : 0,200 [-] f ^{ft} ↑ ^G	ilure Law $f_1 \uparrow \sigma_2$	Specific fracture energy G _F :	8,803E-05	[MIN/m]	
Tensile strength fr: 3,521E+00 [MPa]	1 h	Tension stiffening cts:		н	
Compressive strength f ₂ : -4,777E+01 [MPa]	fr.	Unioading:	1	[-]	
Number: 1 Previous P Finish	X Cancel	Number: 1		Previous	Finish 🛛 🔀 Cancel

Figure 11

Concrete properties calculated by ATENA for f_{c.cube} = 50.1 MPa for model VL3B

Table 3

Mechanical properties of the concrete calculated with the Portuguese Standard - Eurocode 2 – Concrete Structures Design (P. 36, [29]) and with the *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 (*fib* – CEB-FIP, P. 78, [24])

		Eurocode 2		fib Model Code	2010	
	f _c	$m = 0.80 f_{c,cube}$		Concrete fracture	energy	
	f _{ck}	= f _{cm} – 8 MPa		$G_{F} = 73 f_{cm}^{0.1}$	8	
	f _c	$_{\rm tm} = 0.30 \; {\rm f_{ck}}^{2/3}$		—		
	E _{cm} = 0.9	9 x (22 (f _{cm} / 10) ^{0.3}))	—		
	f _{c.cube}	f _{cm}	f _{ck}	f _{ctm}	E _{cm}	G _F
Model	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[N/m]
VL3A	56.2	44.96	36.96	3.33	31.1	144.8
VL3B	50.1	40.08	32.08	3.03	30.0	141.9

Comparing the values of concrete properties in Table 1 (calculated using the formulas at the time of the test) with Figure 10 and Figure 11 (calculated by ATENA) and Table 3, (calculated using Eurocode 2 [29] and *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 [24]), there are several differences in values, especially in fracture energy. In the case of fracture energy, it is observed that the values



Figure 12

Deformed configuration, increased 50-fold, of the waffle slab VL3A, calculated with 22,278 finite elements and 34 loading steps



Figure 13

Cracks larger than 3E-5 m of the VL3A waffle slab cover, calculated with 22,278 finite elements and 34 loading steps calculated with Eurocode 2 [29] and *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 [24], Table 3, are almost double those provided by ATENA, Figure 10 and Figure 11. All these differences open up a wide range of uncertainties and possibilities of adjustments for the calibration of the numerical models, to be compared with the tested models.

In Figure 12, there is the 50-fold magnified deformed configuration of the VL3A waffle slab, calculated with 22,278 finite elements and 34 loading steps. It is noted there, that the deformed configuration is in saddle form. This ensures that the waffle slab will be urged to twist. In Figure 13, one can see the cracks of the VL3A slab cover calculated with the ATENA program. In Figure 14, one can see



Figure 14

Cracks larger than 3E-5 m from the ribs of the VL3A waffle slab, calculated with 22,278 finite elements and 34 loading steps



Cracks larger than 1E-4 m of the VL3A waffle slab cover, calculated with 22,278 finite elements and 34 loading steps

the rib cracks of the waffle slab VL3A. It is also possible to see, in Figure 14 and Figure 16, the twisting of the ribs.

Looking at Figure 13 and Figure 14 and considering that the painted cracks are larger than 3 hundredths of mm and compared with Figure 15 and Figure 16, whose painted cracks are larger than 1 tenth of mm, it is noted that the cracks close to the rupture are very small. All this allows to infer that the tensile strength of the concrete is very high.

At the conclusion that the tensile strength was too high, several calculations with lower tensile strength were performed. It should be noted that this decrease in the tensile strength value was made by directly entering a new value for the $\rm f_{ctm}$ in the program, since it allows this to be done. However, the program does not automatically correct the fracture energy when doing this direct intervention,



Figure 16

Cracks greater than 1E-4 m from the ribs of the VL3A waffle slab, calculated with 22,278 finite elements and 34 loading steps

which it should do, since this energy is the result of the integration of the constitutive relation diagram in the traction region.

In Figure 17 and Figure 18, the comparisons of experimental results are confronted with those obtained in the numerical analysis considering $f_{cm}=0.8f_{c,cube}$, with f_{ctm} decreased by 50% of its value without correcting other mechanical property factors that are functions of f_{ctm} directly or indirectly.



Figure 17

Comparison of experimental results versus numerical analysis of the VL3A model with mechanical properties calculated with $f_{cm} = 0.8 f_{c.cube'}$ with 50% of the value of f_{ctm}



Comparison of experimental results versus numerical analysis of the VL3B model with mechanical properties calculated with $f_{cm} = 0.8 f_{c,cube}$, with 50% of the value of f_{ctm}

Comparing the graphs of Figure 17 and Figure 18, the good convergence of the results of the numerical analysis with the experimental results is verified, using 50% of the value of f_{cm} .

6. Torsional tangent stiffness analyses

After calibrating the numerical models with the experimental ones of the VL3A and VL3B waffle slabs, we can analyze the torsional tangent stiffness in the second graphs of Figures 17 and 18, referring to w_{xy} versus m_{xy} .

However, it occurs that when one has a physical property that is linear, when measuring this property for several points, it will be difficult to obtain a perfectly linear arrangement for the measured points. If a second property is the derivative of this line, this second property will be greatly impaired by the non-linearity of the measured data. However, the errors in this second physical property, which depends on the slope of the line, can be minimized by taking a linear regression on the data, that is, obtaining a line adjusted to the points. The precision of this adjustment is given by the coefficient of determination, R². The closer to 1 (one) R² is, more precise the simulation of the data by the straight obtained will be.

In the case of waffle slabs, the measured points should generate a saddle-shaped surface, see Figure 12. To calculate w_{xy} , which is also a derivative, (see Equation 3) without the large interferences of the small measurement errors (which make up parts of the uncertainties of any experiment), which would form angular points on this surface, it would be necessary to adjust a surface between the points. Since w_{xy} is calculated with four-point data (see Equation 3), it already has an error minimization similar to the moving average technique. However, since the minimization of w_{xy} errors is not perfect, the measurement errors is not perfect.



Figure 19

Calculation of Dxy by means of an adjusted logarithmic curve for the model VL3A with mechanical properties calculated with $f_{cm} = 0.8 f_{c.cube}$ and 50% of value of f_{ctm}

red data will not form a perfect curve of w_{xy} versus m_{xy} . This curve will have angular points that will cause large variations in the derivative that is used to calculate D_{xy} tangent, since the derivative is more sensitive to the errors than the initial function.

The sensitivity of the derivatives to small errors in the function that originates it, also occurs in numerical methods, because in the finite element method the tensions, which are functions of deformations, and the latter are derived from the displacements, have much larger errors than the displacements that are the initial functions.

All this shows how the derivative is sensitive to small errors. However, for the data measured in the experimental trials of the waffle slabs, it is only necessary to adjust a curve in the graph of w_{xy} *versus* m_{xy} and calculate D_{xy} with the derivative of that fitted curve. Several tests were performed with curve adjustments made available by Excel, including taking into consideration the extrapolation of data up to the limit of rupture calculated in the numerical analysis. It was found that this extrapolation is important because the polynomial functions adjustments may be good in the data range, but they give absurd results for points beyond the measured data, since these functions have several concavities and convexities depending on the adopted degree. The function that best fitted the data of w_{xy} *versus* m_{xy} , resulting in an R² close to 1 (one) and that showed good results for extrapolations beyond the measured data, was the logarithmic function.

Thus, with this logarithmic function, D_{xy} can be determined by means of the derivative of this function. As the adjusted logarithmic function does not have angular points, the D_{xy} values will not change abruptly due to small measurement errors, which occur naturally in experimental data.

Finally, comparing the values of the graph of experimental D_{xy} tangent, calculated with the derivative of the adjusted logarithmic function, with the D_{xy} tangent graph obtained from the numerical analysis, a good agreement between the two can be observed. This agreement of the experimental with the numerical one in the graph of D_{xy} tangent, is seen in Figure 19 and Figure 20. With the confirmation of the numerical analysis data, with extrapolation of the logarithmic function, one can use numerical data reliably to in-

fer tangent torsional rigidity in advanced situations such as rupture. In the second graphs, shown in Figures 19 and 20, rigidity tangent to the twist D_{xv} versus support reaction, it is demonstrated, by means of the numerical analysis curve, that the torsional tangent rigidity decreases 95.4% for the VL3A model and 94.8% for the VL3B model, in relation to the initial tangent stiffness, until the charge of rupture (reaction), showing a great loss of rigidity tangent to the twist until rupture. However, in service limit states, the structures work partially in stage I and partially in stage II, with loads reaching about one-third of their capacity. At this load level the torsional tangent rigidity decreases, according to numerical analysis data, 13.3% for the VL3A model, Figure 19, and 15.0% for the VL3B model, Figure 20, in relation to the initial tangent stiffness. It is evidenced that at service level, the rigidity tangent to the torsion of the waffle slab remains high, close to the initial values, and consequently contributes strongly to the rigidity of the structure.

7. Conclusions

Numerical analysis of two waffle slabs of reinforced concrete was carried out to investigate the rigidity tangent to torsion, by means of comparisons of the numerical analysis with results of experimental tests, using calculations made in the ATENA program, at the Faculty of Science and Technology of the New University of Lisbon. The numerical analyses were carried out in the non-linear physical and geometric regime with the finite element method, considering the various properties of the concrete, such as tensile strength and fracture energy. After the initial calibration, a logarithmic function was fitted to the experimental data to calculate the torsion tangent rigidity and to extrapolate the results so as to compare them with the numerical analysis, validating the calculated results.

It was concluded that, for waffle slabs of reinforced concrete near the rupture, the rigidity tangent to the torsion should be 5% of the rigidity tangent to the initial torsion. Concrete is already in an advanced cracking process, but the three-dimensional confinement of the concrete and steel system still guarantees this level of rigidity.



Figure 20

Calculation of Dxy by means of an adjusted logarithmic curve for the model VL3B with mechanical properties calculated with $f_{cm} = 0.8 f_{c,cube}$ and 50% of value of f_{ctm}

For waffle slabs of reinforced concrete, in service, considering one--third of the total break load, the rigidity tangent to the twist should be 85% of the rigidity tangent to the initial twist. This is because the model as a whole is part of stage I and part of stage II and also because of the three-dimensional confinement of the reinforced concrete system, which results, in this situation, in a great rigidity tangent to the twist.

This great torsional tangent rigidity in service is another parameter that guarantees the structural efficiency of the waffle slabs and can be used in the most diverse applications of structural engineering.

8. Acknowledgment

I am grateful to the Faculty of Science and Technology of the New University of Lisbon, Lisbon-Portugal, especially the Associate Professor Válter J. G. Lúcio.

9. References

- ALBUQUERQUE, A. T. Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.
- [2] NUNES, C. C. e LIMA, L. C. P. Comparação entre os esforços em pilares de edifício alto calculados no regime elástico linear com os calculados no regime elástico não linear geométrico. Congresso do IBRACON, Fortaleza, 2000.
- [3] NUNES, C. C. Análise não linear geométrica de pórtico espacial com dependência generalizada entre deslocamentos. Tese D.Sc., Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1998.
- [4] NUNES, C. C.; SORIANO, H. L. and VENANCIO FILHO, F. Geometric non-linear analysis of space frame with rotation greater than 90°, with Euler angles and quasi-fixed local axes system. International Journal of Non-Linear Mechanics. v. 38, p. 1195-1204, 2003.
- [5] NUNES, C. C. Dependência linear generalizada entre deslocamentos de modelos reticulados, placas e cascas. Tese M.Sc., Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1994.
- [6] SORIANO, H. L. e NUNES, C. C. Generalized linear relationship among displacements of frame structures. Computers & Structures. v. 57, p. 439-445, 1995.
- [7] LÚCIO, V. J. G. Waffle Slab Structures Under Vertical and Horizontal Loading. (Estruturas de Lajes Fungiformes Nervuradas sob Acções Verticais e Horizontais.) Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico. Lisboa, setembro de 1991.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. ISBN 978-85-07-04941-8. 2013.
- [9] GALEB, A. C. and ATIYAH, Z. F. Optimum design of reinforced concrete waffle slabs. International Journal of Civil and Structural Engineering. ISSN 0976 – 4399. Volume 1, No 4, 2011.
- [10] STRAMANDINOLI, J. S. B. e LORIGGIO, D. D. Lajes nervuradas: Cálculo dos esforços e deslocamentos usando o processo de analogia de grelha. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003a.

- [11] STRAMANDINOLI, J. S. B. e LORIGGIO, D. D. Estudo da rigidez à torção para a aplicação do processo de analogia de grelha em lajes maciças. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003b.
- [12] ARAÚJO, J. M. Considerações sobre a rigidez à torção das lajes nervuradas de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.7, p.1-8, Setembro, 2005.
- [13] ARAÚJO, J. M. A rigidez equivalente das lajes nervuradas de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 8, p. 1-9, Abril de 2006.
- [14] RECALDE, B. R. B.; GASTAL, F. P. S. L.; BESSA, V. R. D'A; SCHWETZ, P. F. Numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking. IBRACON Structures and Materials Journal, 2015, vol. 8, nº 2.
- [15] LIMA, M. V. A.; LIMA, J. M. F.; LIMA, P. R. L. Finite Difference Energy Method for nonlinear numerical analysis of reinforced concrete slab using simplified isotropic damage model. IBRACON Structures and Materials Journal, 2014, vol. 7, nº 6.
- [16] TAVARES, A. J.; BARBOSA, M. P.; BITTENCOURT, T. N.; LORRAIN, M. Bond steel-concrete: simulation analysis of the pull-out tests and APULOT using the program ATENA. IBRA-CON Structures and Materials Journal, 2014, vol. 7, nº 1.
- [17] PARENTE JR, E.; NOGUEIRA, G. V.; MEIRELES NETO, M.; MOREIRA, L. S. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames. IBRACON Structures and Materials Journal, 2014, vol. 7, nº 5.
- [18] MARASCA, C. Z. S.; BITTENCOURT, E.; BESSA, V. M. R. D. Modelling of fracture problems in quasi-brittle materials by the E-FEM. IBRACON Structures and Materials Journal, 2018, vol. 11, nº 2.
- [19] ARAÚJO, J. M. Estruturas de Concreto A resistência à tração e energia de fratura do concreto. Número 2. Editora DU-NAS. ISSN 1519-4086. Rio Grande, julho de 2001.
- [20] FERNÁNDEZ-CANTELI, A.; CASTAÑÓN, L.; NIETO, B.; LOZANO, M; HOLUŠOVÁ, T. and SEITL, S. Determining fracture energy parameters of concrete from the modified compact tension test. Frattura ed Integrità Strutturale, 30 (2014) 383-393; DOI: 10.3221/IGF-ESIS.30.46. 2014.
- [21] BAZANT, Z. P. and KAZEMI, M. T. Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete. International Journal of Fracture 44: 111-131, 1990.
- [22] ABDALLA, H. M. and KARIHALOO, B. L. Determination of size-independent specific fracture energy of concrete from three-point bend and wedge splitting tests. Magazine of Concrete Research, 55, N°. 2, April, 133–141, 2003.
- [23] LEE, J. and LOPEZ, M. M. An Experimental Study on Fracture Energy of Plain Concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials Vol.8, No.2, pp.129–139, June 2014.
- [24] fib CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 2010 – Prepared by Special Activity Group 5. Fédération Internationale du Béton / International Federation for Structural Concrete (fib). 2013.
- [25] SILVA NETO, C. P. Modelagem da fratura do concreto armado por meio de interfaces coesivas. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de

Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, Brasil, 2015.

- [26] ČERVENKA CONSULTING S.R.O. Written by: Červenka, Vladimír; Jendele, Libor and Červenka, Jan. ATENA Program Documentation - Part 1 – Theory. Prague, Czech Republic, May, 2016.
- [27] ČERVENKA CONSULTING S.R.O. Written by: Červenka, Jan; Procházková, Zdenka and Sajdlová, Tereza. ATENA Program Documentation - Part 4-2 - Tutorial for Program ATENA 3D. Version 5.1.3. Prague, Czech Republic, September, 2016.
- [28] ČERVENKA CONSULTING S.R.O. Written by: Červenka, Vladimír and Červenka, Jan. ATENA Program Documentation - Part 2-2 - User's Manual for ATENA 3D. Version 5.1.3. Prague, Czech Republic, June, 2016.
- [29] NORMA PORTUGUESA EUROCÓDIGO 2 Projeto de estruturas de betão. NP EN 1992-1-1 2010. Edição Março de 2010.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 12, Number 6 December 2019 ISSN: 1983-4195

Contents

A. SCHACK	JW, A. K. FERRARI, C. EFFTING, V. O. ALVES and I. R. GOMES	
Consump R. T. CECEL	tion of superplasticizer admixture for different cements and their binder ef , P. C. R. A. ABRÃO, F. A. CARDOSO and V. M. JOHN	fici
Reliability of concre	r-based calibration of Brazilian structural design codes used in the desi te structures ACO H M KPOETZ and A T BECK	gn
W. C. SANTI		
Experime	ntal investigation on shear resistance of self-consolidating concrete be	am
G. SAVARIS	and R. C. A. PINTO	
On the us	e of parameter γ_z in fire situation	
L. A. N. NAC		
Revised f and high a M. H. MUHA	ormula for predicting the long-term deflection multiplier of normal strength concrete ISIN, A. R. JAWDHARI and H. K. AMMASH	
Aerodyna M. LOREDO	<i>mic effects on a high slenderness concrete chimney</i> -SOUZA, M. M. ROCHA, M. G. K. OLIVEIRA and P. GRALA	
Effect of I	nano-silica on Portland cement matrix	
Study abo	out concrete with recycled expanded polystyrene RVALHO and L. A. C. MOTTA	
Proposal consideri R. P. S. PAS	of a new system to classify possible damages in piles partially reinforc ng the results of low strain integrity tests QUAL, A. C. M. KORMANN and T. F. DE SOUZA JUNIOR	ed
Optimized A. R. SILVA a	I dimensioning of steel-concrete composite beams and T. A. RODRIGUES	