



### NORMAS TÉCNICAS

# PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO À LUZ DAS NORMAS RECÉM-REVISADAS



### PERSONALIDADE ENTREVISTADA

ALIO KIMURA:  
DESENVOLVIMENTO DE  
SOFTWARES PARA ANÁLISE  
E PROJETO DE ESTRUTURAS

### ENCONTROS E NOTÍCIAS

MEDIDAS PARA A  
NEUTRALIDADE DO CARBONO  
NA CADEIA DO CONCRETO

### ENTENDENDO O CONCRETO

MÓDULO DE ELASTICIDADE:  
POLÊMICAS E SOLUÇÕES

# EMPRESAS E ENTIDADES LÍDERES DO SETOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL ASSOCIADAS AO IBRACON

## ADITIVOS



Eficiente em Aditivos para Concreto

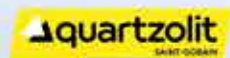


BUILDING TRUST

### ADITIBRAS



## ADIÇÕES



## ARMADURA



## RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



## EQUIPAMENTOS



## ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



## ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



# JUNTE-SE A ELAS

Associe-se ao IBRACON em defesa e valorização da Arquitetura e Engenharia do Brasil !

## CONTROLE TECNOLÓGICO



## PRÉ-FABRICADOS



Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto

## CONCRETO



SUPERMIX

POLIMIX  
CONCRETO

## FORMAS



## CONSTRUTORAS



## CIMENTO



## GOVERNO



## EVENTOS



1ª EDIÇÃO  
CONCRETE SHOW  
A FEIRA DO CIMENTO E CONCRETO PARA A CONSTRUÇÃO

## TUBOS E CONEXÕES



# SUMÁRIO

## NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

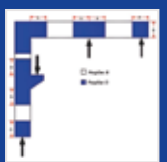
- 14** Aplicação dos critérios e métodos da NBR 15421:2023- projeto de estruturas resistentes a sismos
- 20** Um olhar crítico sobre o procedimento simplificado das forças horizontais da NBR 15421:2023

- 25** Projeto de Revisão 2023 da ABNT NBR 15200: mais clareza nos procedimentos e atualização textual



## ESTRUTURAS EM DETALHES

- 35** Coretec Tools - Concreto Armado: uma plataforma online para auxílio no projeto de vigas de concreto armado conforme as prescrições da NBR 6118



## INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

- 43** Aplicativo on-line para verificação de alvenaria estrutural armada de acordo com a nova NBR 16868 em muros de arrimo

## PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

- 55** Dimensionamento de vigas de concreto armado com barras de FRP segundo a Prática Recomendada IBRACON/ABECE 2021 e ACI 440.1R (2015)

- 61** Análise numérica de vigas de CRFA com base na ABNT NBR 16935 (2021)



- 68** Desenvolvimento de concreto drenante com resíduo de borracha de pneu

- 73** Durabilidade de concretos com agregado graúdo reciclado frente a ação do dióxido de carbono

- 78** Comparativo entre CAA com filer calcário e CAA com resíduo de beneficiamento de mármore e granito

## ENTENDENDO O CONCRETO

- 84** Polêmicas em torno do módulo de elasticidade do concreto e as soluções possíveis



### CRÉDITOS DE CAPA

ARTE-FINAL PRODUZIDA POR ALÍO KIMURA

## Seções

- 5** EDITORIAL
- 7** COLUNA INSTITUCIONAL
- 8** CONVERSE COM O IBRACON
- 9** PERSONALIDADE ENTREVISTADA: ALÍO KIMURA
- 32** ENTIDADES DA CADEIA
- 53** NORMAS TÉCNICAS
- 91** ENCONTROS E NOTÍCIAS
- 97** ACONTECE NAS REGIONAIS



### REVISTA OFICIAL DO IBRACON

Revista de caráter científico, tecnológico e informativo para o setor produtivo da construção civil, para o ensino e para a pesquisa em concreto.

ISSN 1809-7197

Tiragem desta edição: 2.500 exemplares | Publicação trimestral distribuída gratuitamente aos associados

#### EDITOR-CHEFE

→ Prof. Oswaldo Cascardo

#### JORNALISTA RESPONSÁVEL

→ Fábio Luís Pedrosa — MTB 41.728  
fabio@ibracon.org.br

#### PUBLICIDADE E PROMOÇÃO

→ Arlene Regnier de Lima Ferreira  
arlene@ibracon.org.br

#### PROJETO GRÁFICO E DTP

→ Gill Pereira  
gill@elementto-arte.com

#### ASSINATURA E ATENDIMENTO

office@ibracon.org.br

#### GRÁFICA

Elyon  
Preço: R\$ 12,00

As ideias emitidas pelos entrevistados ou em artigos assinados são de responsabilidade de seus autores e não expressam, necessariamente, a opinião do Instituto.

© Copyright 2023 IBRACON

Todos os direitos de reprodução reservados. Esta revista e suas partes não podem ser reproduzidas nem copiadas, em nenhuma forma de impressão mecânica, eletrônica, ou qualquer outra, sem o consentimento por escrito dos autores e editores.



### INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

Fundado em 1972

Declarado de Utilidade Pública Estadual

Lei 2538 de 11/11/1980

Declarado de Utilidade Pública Federal

Decreto 86871 de 25/01/1982

**PAULO HELENE**  
DIRETOR PRESIDENTE

#### JULIO TIMERMAN

DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE / 1º TESOUREIRO

#### ENIO JOSÉ PAZINI FIGUEIREDO

DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE

#### CLÁUDIO SBRIGHI NETO

DIRETOR 1º SECRETÁRIO

#### CARLOS JOSÉ MASSUCATO

DIRETOR 2º SECRETÁRIO

#### JESSIKA MARIANA PACHECO MISKO

DIRETORA 2ª TESOUREIRA

#### CARLOS AMADO BRITZ

DIRETOR TÉCNICO

#### CÉSAR H. SATO DAHER

DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

#### ROBERTO CHRIST

DIRETOR DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

#### GUILHERME ARIS PARSEKIAN

DIRETOR DE PUBLICAÇÕES

#### ALEXANDRE AMADO BRITZ

DIRETOR DE EVENTOS

#### EMÍLIO MINORU TAKAGI

DIRETOR DE CURSOS

#### PATRICIA BAUER L. GASPARIAN

DIRETORA DE CERTIFICAÇÃO DE PESSOAL

#### BERNARDO FONSECA TUTIKIAN

DIRETOR DE MARKETING

#### JÉSSICA ANDRADE DANTAS

DIRETORA DE ATIVIDADES ESTUDANTIS

### IBRACON

Av. Queiroz Filho, 1.700 — sala 407 / 408, Torre D — Villa Lobos Office Park  
05319-000 - Vila Hamburguesa — São Paulo - SP — Tel. (11) 3735-0202

#### PRESIDENTE DO COMITÊ

**EDITORIAL**

Oswaldo Cascardo (Editor-chefe)

#### COMITÊ EDITORIAL

##### MEMBROS

→ Alio Kimura

(informática no projeto estrutural)

→ Arnaldo Forti Battagin

(cimento e sustentabilidade)

→ Bernardo Fonseca Tutikian

(cimentos especiais)

→ Cláudio Vicente Mididieri Filho

(qualidade e desempenho)

→ Emílio Minoru Takagi

(aditivos e adições)

→ Ercio Thomaz

(sistemas construtivos)

→ Fabiana Lopes Oliveira

(arquitetura e projeto)

→ Frederico Falconi

(fundações)

→ Guilherme Parsekian

(alvenaria estrutural)

→ Íria Lícia Oliva Doniak

(industrialização da construção)

→ Lydio dos Santos B. de Mello

(normalização técnica)

→ Maurício Linn Bianchi

(sistemas construtivos)

→ Oswaldo Cascardo

(concreto e durabilidade)

→ Paulo Helene

(concreto e estruturas)

→ Pedro Teodoro França

(obras subterrâneas)

→ Paulo Fernando Araujo da Silva

(pavimentos)

→ Vinicius Caruso

(saneamento)

#### PRESIDENTE DO

#### COMITÊ CIENTÍFICO

Gláucia Maria Dalfré

#### COMITÊ CIENTÍFICO

##### MEMBROS

→ Alessandra Castro

(Universidade de São Paulo)

→ Andrielli Moraes de Oliveira

(Universidade Federal de Goiás)

→ Eduardo Cabral

(Universidade Federal do Ceará)

→ Eduardo Moraes Rêgo Fairbairn

(Univ. Federal do Rio de Janeiro)

→ Enio Pazini Figueiredo

(Universidade Federal de Goiás)

→ Fernando Branco

(Universidade de Lisboa)

→ Fernanda G. da Silva Ferreira

(Universidade Fed. de S. Carlos)

→ Gibson Rocha Meira

(Instituto Federal de Educação,

Ciência e Tecnologia da Paraíba)

→ Gláucia Maria Dalfré

(Universidade Fed. de S. Carlos)

→ José Julio de Cerqueira Pituba

(UFCA)

→ Maria del Carmen A. Perdrix

(Universitat Politècnica

de Catalunya)

→ Maria Josefina Positieri

(Universidad Tecnológica

Nacional)

→ Maria Teresa Paulino Aguiar

(Universidade Federal de

Minas Gerais)

→ Pedro Castro Borges

(Centro de Investigación y

de Estudios Avanzados)

→ Pedro Garcés Terradillos

(Universidad de Alicante)

→ Rafael Alves de Souza

(UEM)

→ Rodrigo de Melo Lameiras

(Universidade de Brasília)

→ Selmo Kuperman

(Deseq)

→ Sérgio H. Pialarissi Cavalari

(Loughborough University)

# Desmaterializar as estruturas de concreto



**A** utilização do concreto armado é a alternativa mais econômica e ambientalmente correta em comparação com outros materiais de construção. O concreto armado é indispensável para a construção de edifícios e obras de infraestrutura nos países em desenvolvimento, como o Brasil, para melhorar a qualidade de vida da população.

Todavia, as estruturas de concreto atingiram mais de 1,7 Gt de emissões antropogênicas de CO<sub>2</sub> em 2020, respondendo por 5-6% das emissões globais. A perspectiva é a demanda global por cimento e aço aumentar 12% a 23% e 14% a 40%, respectivamente, até 2050 em comparação a 2014. Por isso, é urgente e necessário encarar o desafio para limitar o aquecimento global e as suas consequências.

A recomendação do Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas (IPCC), para que o balanço entre as emissões e remoções de CO<sub>2</sub> seja igual a zero até 2050, é reduzir as emissões de CO<sub>2</sub> e compensar as emissões remanescentes — com aumento de cobertura florestal e com captura e estocagem de carbono. O Brasil, sendo signatário do Acordo de Paris, que limita o aquecimento global a 1,5 °C, se comprometeu com as metas de reduzir suas emissões de gases de efeito estufa (GEE) em até 50% até 2030 e a neutralidade em 2050.

Recente pesquisa do *McKinsey Global Institute* estimou em cerca US\$ 275 trilhões o investimento em ativos fixos até 2050 para a transição para o net-zero. Para a América Latina, região mais suscetível a choques relacionados ao clima, a estimativa é de US\$ 20 trilhões.

O Fórum Econômico Mundial de 2023 anteviu que a descarbonização da cadeia de valor da indústria do cimento virá de reduzir a quantidade de clínquer no cimento,

reduzir o CO<sub>2</sub> da energia usada no processo de produção e armazenar ou utilizar as emissões restantes de CO<sub>2</sub>. O Brasil vem fazendo a sua lição de casa nas últimas décadas e tem um dos menores índices de emissões específicas de CO<sub>2</sub> no cimento do mundo.

O IBRACON vem pautando a sustentabilidade desde o final da década de 80, com ações efetivas sobre a disseminação do conhecimento, de tecnologia e das melhores práticas para a reciclagem e usos de resíduos de construção e demolição, com a introdução do conceito de rendimento ou eficiência ambiental através do índice de kg de cimento/MPa, e com a alteração das prescrições da norma ABNT NBR 6122 — Projeto e Execução de Fundações.

No compromisso assumido com a sociedade na Declaração IBRACON sobre a Sustentabilidade do Concreto, entendemos que o IBRACON é a entidade técnica aglutinadora de todos os segmentos da cadeia produtiva do concreto: o IBRACON está em posição privilegiada para promover uma visão de sustentabilidade sistêmica e integradora de todas as etapas do processo construtivo. A desmaterialização deve ser ampliada. Temos que: reduzir a quantidade de clínquer no cimento (kg de CO<sub>2</sub>/ton de cimento), reduzir a quantidade de cimento no concreto (kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> de concreto) e reduzir a quantidade de concreto nas obras (kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup> construído). Desta forma, o indicador a ser otimizado será outro: kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup> construído.

Em 2022, o IBRACON retomou as ações do CT 101 (Comitê Técnico IBRACON/ABCIC/ABECE de Sustentabilidade do Concreto), trabalhando de uma forma estruturada com toda cadeia da construção. Para 2023, 6 Grupos de Trabalhos (GTs) foram estruturados com profissionais da academia, associações, projetistas, arquitetos, produtores e construtores altamente qualificados e trabalhando de forma voluntária no desenvolvimento das atividades distribuídas nos seguintes temas: Normalização, Projeto, Materiais, Recarbonatação, Pré-fabricados e Concepção.

Para avaliar o desempenho ambiental de materiais cimentícios e de estruturas de concreto armado, por meio de

indicadores de desempenho ambiental objetivos e quantitativos, com base na abordagem do ciclo de vida e foco nos principais aspectos ambientais relacionados ao concreto, está sendo elaborada a Prática Recomendada — Avaliação do Desempenho Ambiental de Materiais Cimentícios e Estruturas de Concreto Armado. Esta iniciativa está alinhada com os esforços firmados no acordo de cooperação entre o IBRACON e o CBCS — Conselho Brasileiro de Construção Sustentável para termos uma ferramenta que permita calcular indicadores de desempenho ambiental de produtos de construção a partir de bases nacionais e dos conceitos de Avaliação do Ciclo de Vida (ACV). Do acordo de cooperação firmado com o *GLOBE Consensus* (RILEM, CIB, ECCS, fib e IABSE), o CT 101 está participando efetivamente do desenvolvimento do *Benchmarking of Resource Use and Embodied CO<sub>2</sub> in Buildings*, com o apoio de profissionais brasileiros nesta iniciativa global. No campo da Recarbonatação, está sendo proposta uma metodologia para quantificar o CO<sub>2</sub> fixado por recarbonatação, bem como a determinação do potencial de fixação de CO<sub>2</sub>.

Para definirmos as ações de mitigação das emissões dos

gases de efeito estufa, necessário para a estruturação do roadmap do concreto brasileiro, os GTs de Projeto, Materiais e Concepção trabalham de forma coordenada entre si nas propostas das ações e com os trabalhos desenvolvidos pelo CT 304 — Comitê Técnico IBRACON/ABCIC de Pré-Fabricados de Concreto.

Todo o esforço que está sendo realizado será necessário para mobilizar a cadeia da construção para concebermos, projetarmos e construirmos com a menor pegada de CO<sub>2</sub>. Estudos demonstraram que as emissões de CO<sub>2</sub> por m<sup>2</sup>, com a adoção de dados nacionais para edifícios de múltiplos andares e residências variaram de 60 kg CO<sub>2</sub> eq/m<sup>2</sup> a 100 kg CO<sub>2</sub> eq/m<sup>2</sup>, ou seja, temos muito o que fazer.

Desmaterializar é o compromisso assumido pelo IBRACON para atingirmos os nossos objetivos da sustentabilidade: Fazer mais com menos!

**CARLOS MASSUCATO**

**DIRETOR 2º SECRETÁRIO DO IBRACON E COORDENADOR DO CT 101 COMITÊ TÉCNICO DE SUSTENTABILIDADE DO CONCRETO**



# PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

## Controle da qualidade do concreto reforçado com fibras

Elaborada pelo CT 303 — Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras, a Prática Recomendada “Controle da qualidade do concreto reforçado com fibras” indica métodos de ensaios para o controle da qualidade do CRF utilizado em estruturas de concreto reforçado com fibras e estruturas de concreto reforçado com fibras em conjunto com armaduras.

A Prática Recomendada aplica-se tanto a estruturas de placas apoiadas em meio elástico quanto a estruturas sem interação com o meio elástico.

### AQUISIÇÃO

[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br) (Loja Virtual)

### DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-30-5

Edição: 1ª edição

Formato: eletrônico

Páginas: 31

Acabamento: digital

Ano da publicação: 2017

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

### Patrocínio



## Pavimentando o futuro das próximas gerações



**R**ealizar um congresso após o sucesso do congresso do Jubileu em Brasília é um grande desafio! Brasília foi um marco e elevou a régua para os eventos subsequentes. Para manter a excelência dos congressos brasileiros do concreto (CBC — IBRACON), a Diretoria de Eventos está focada no que há de melhor em Florianópolis — SC e no Brasil, para

proporcionar uma experiência única.

Os eventos começam a ser discutidos mais de um ano antes, a diretoria se reúne frequentemente com a Presidência, esporadicamente com o conselho e mensalmente com os diretores. Durante o ano do Jubileu, junho de 2022 a junho de 2023, o IBRACON promoveu diversos eventos para comemoração do Cinquentenário na maioria das Regionais, sempre com conteúdo técnico de altíssima qualidade, que é marca do Instituto.

O 64º Congresso Brasileiro do Concreto será no Centro de Convenções de Florianópolis (CentroSul), local amplo, bem localizado, com infraestrutura funcional e tecnologia de ponta. A diretoria regional está cuidando de todos os detalhes, para transformar a área em um verdadeiro “canteiro de eventos”. Lá teremos espaço para todas as atividades, como palestras, seminários, cursos e concursos, além de ter as áreas de convivência, como nossa feira de expositores e patrocinadores, a FEIBRACON, e restaurante com capacidade para atender todo público presente, tipo “*all inclusive*” (coquetel, almoços, *coffee-breaks*).

Nesse ano teremos uma melhoria para o acesso ao Congresso, contanto com tecnologia de ponta, para que o ingresso nas diversas áreas seja ágil e seguro. Tudo está sendo preparado com carinho pelos diversos membros da Diretoria, sempre atentos às sugestões dos congressistas. Com a

nossa bandeira “Concretizando a inovação e a sustentabilidade”, estamos pensando nos mínimos detalhes: até a nossa famosa “mochila IBRACON” está mais moderna e inovadora, permitindo o acoplamento de um carregador e conexão de um cabo para o smartphone.

Desde 2020 também iniciamos uma campanha forte em todas as mídias sociais, o que refletiu na captação de mais associados, expositores e patrocinadores. O 64CBC2023 já está com recorde de inscritos. Praticamente todos os estandes já estão locados e com os patrocínios já contemplados, fruto do esforço de todas as diretorias e da Secretaria Executiva.

Teremos surpresas em todos os eventos de confraternização, como na abertura, almoços e jantar de encerramento, com muita interação e cultura, para realmente proporcionar uma experiência inesquecível. Só quem já esteve em um congresso do IBRACON é que sabe da energia e sinergia reinante!

Todo esse esforço vale quando vemos centenas de jovens dedicando semanas, meses, para apresentar trabalhos, participar de eventos e concorrer com as equipes nos diversos concursos do IBRACON. E tem mais surpresa, teremos verdadeiras obras em inovação e ultra high performance concrete presentes nesse ano, desde o acesso, e durante todo o evento.

Participe do 64CBC 2023 IBRACON, de 18 a 21 outubro de 2023, em Florianópolis — SC. Confira a programação completa em nosso site: <https://concreto.org.br/64cbc/>, que conta com os principais profissionais da área acadêmica e profissional do Brasil e de várias partes do mundo, ministrando palestras, cursos e seminários.

O IBRACON “Concretizando a inovação e sustentabilidade” tem a missão de pavimentar um futuro brilhante para as próximas gerações!

**Venha fazer parte desse movimento.**

**ALEXANDRE BRITES**

DIRETOR DE EVENTOS (2021/2023)

# CONVERSE COM O IBRACON

## 1 — COMO A VARIABILIDADE NA COMPOSIÇÃO DO CIMENTO INTERFERE NA QUALIDADE DO CONCRETO?

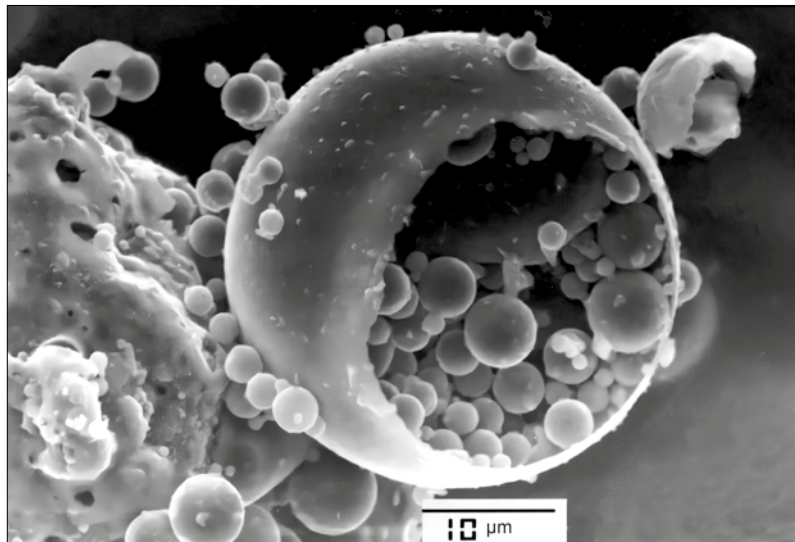
As características e propriedades do concreto vão depender da qualidade e proporções dos materiais com que é composto, a saber: cimento, agregados graúdos, agregados miúdos, água de amassamento etc. Dentre eles, entretanto, o cimento é o mais ativo, do ponto de vista químico, podendo-se afirmar que ele é o principal responsável pela transformação da mistura dos materiais componentes dos concretos no produto final desejado (uma laje, uma viga, um pilar etc.).

Definir qualidade do concreto é algo abstrato (sem trocadilhos), mas se considerarmos qualidade como o atendimento das propriedades desejadas especificadas no projeto estrutural para o concreto, através de um estudo de dosagem, podemos afirmar que a composição do cimento, em igualdade de outras condições, tem influência no desempenho mecânico, reologia e durabilidade de um concreto.

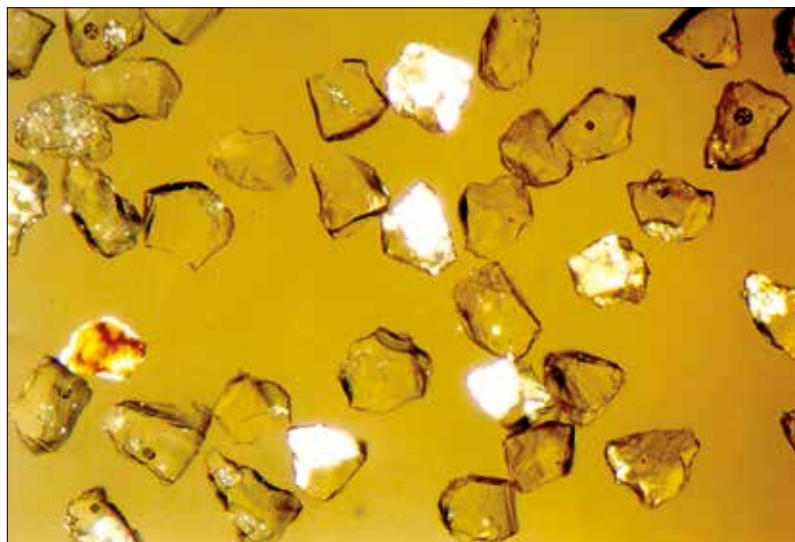
O cimento Portland é composto de clínquer e de adições (escórias granuladas de alto forno, materiais pozzolânicos e fileres calcários). O clínquer é o componente obrigatório presente em todos os tipos de cimento Portland. As adições podem variar de tipo e quantidade, de um cimento para outro e são elas que definem os diferentes tipos de cimento, a saber cimento Portland comum, com-

posto, de alto forno e pozzolânico.

Quando um cimento apresenta escória ou materiais pozzolânicos na sua composição, estes modificam a microestrutura do concreto, diminuindo a permeabilidade, a difusibilidade iônica e a porosidade capilar, aumentando a estabilidade e a durabilidade do concreto. Tais fatores repercutem diretamente no comportamento do concreto, melhorando seu desempenho ante a ação de sulfatos e da reação álcali-agregado. Outras propriedades são também alteradas, incluindo a diminuição do calor de hidratação, o aumento da resistência à



Cinza volante observada sob microscópio eletrônico de varredura



Escória granulada de alto forno observada sob microscópio de luz transmitida



Filer calcário estocado

compressão em idades avançadas, a melhor trabalhabilidade entre outras. O filer calcário, que praticamente não possui propriedades hidráulicas, contribui para a melhoria da reologia do concreto. Dado o fato de as escórias granuladas de alto-forno e os materiais pozzolânicos terem menor taxa de hidratação em relação ao clínquer, os cimentos com adição desses

materiais podem apresentar, em igualdade de condições, menor desenvolvimento inicial de resistência. Entretanto, na prática, verifica-se que as resistências efetivamente alcançadas pelos cimentos brasileiros em todas as idades superam os limites mínimos estabelecidos pela norma técnica da ABNT NBR 16697, que especifica os valores mínimos necessários às aplicações mais usuais, mas há exceções. Daí a importância dos consumidores atentarem para os cimentos com Selo da Qualidade, conferidos pela Associação Brasileira de Cimento Portland e outras entidades.

**ARNALDO BATTAGIN**

MEMBRO DO COMITÊ EDITORIAL E CHEFE DOS LABORATÓRIOS DA ABCP



## Alio Ernesto Kimura

**A**lio Kimura é engenheiro civil pela Universidade Estadual Júlio de Mesquita Filho (Unesp-Bauru), que se apaixonou pelo desenvolvimento de softwares para análise e projeto estrutural desde a graduação, em 1993. Durante o curso de mestrado em estruturas na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP), conheceu o diretor da TQS Informática, Eng. Nelson Covas, em 1999, que o convidou a trabalhar na empresa, onde atualmente é sócio-diretor.

Alio é secretário da Comissão de Estudo da ABNT NBR 6118, desde 2012, que acabou de lançar o texto da norma. "Novas reuniões da comissão serão realizadas assim que a revisão da norma for publicada, com vistas à publicação de uma emenda cujo conteúdo se baseará exclusivamente nas ótimas sugestões recebidas durante a Consulta Nacional", informou Kimura na entrevista, realizada anteriormente ao lançamento da norma, em 28 de agosto.

Saiba mais novidades sobre a revisão e o desenvolvimento de sistemas computacionais para cálculo de estruturas de concreto.



### **IBRACON** QUAIS AS CIRCUNSTÂNCIAS E MOTIVAÇÕES O LEVARAM A CURSAR ENGENHARIA CIVIL?

| **ALIO KIMURA** | Sinceramente, eu tive muita sorte nesta escolha do curso. Saí do sul de Minas Gerais, onde nasci, para uma grande cidade do interior de São Paulo, para iniciar a faculdade com 17 anos e poucos meses. Me faltavam maturidade e instrução, apenas sabia que tinha mais afinidade com a área de exatas. Fui o primeiro engenheiro civil de uma família numerosa. Felizmente, deu tudo certo, gostei muito do curso. Me sinto feliz e realizado como engenheiro civil!

### **IBRACON** AINDA NA GRADUAÇÃO NA UNESP-BAURU, VOCÊ DEMONSTROU INTERESSE POR SISTEMAS COMPUTACIONAIS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL, TEMA DE SEU TRABALHO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA. POR QUÊ?

| **ALIO KIMURA** | O meu contato com computadores antes da faculdade foi praticamente nulo. Durante a graduação, embora tivesse o apoio de minha família, precisava de auxílio financeiro. Tive então a oportunidade de ser bolsista em 4 trabalhos de iniciação científica, todos eles associados com o desenvolvimento de software. Fiquei fascinado quando

passei a usar os primeiros computadores disponíveis na faculdade! cursar a disciplina opcional de análise matricial foi marcante. Não me esqueço quando consegui traçar o primeiro diagrama de momentos fletores de um pórtico plano na tela do computador.

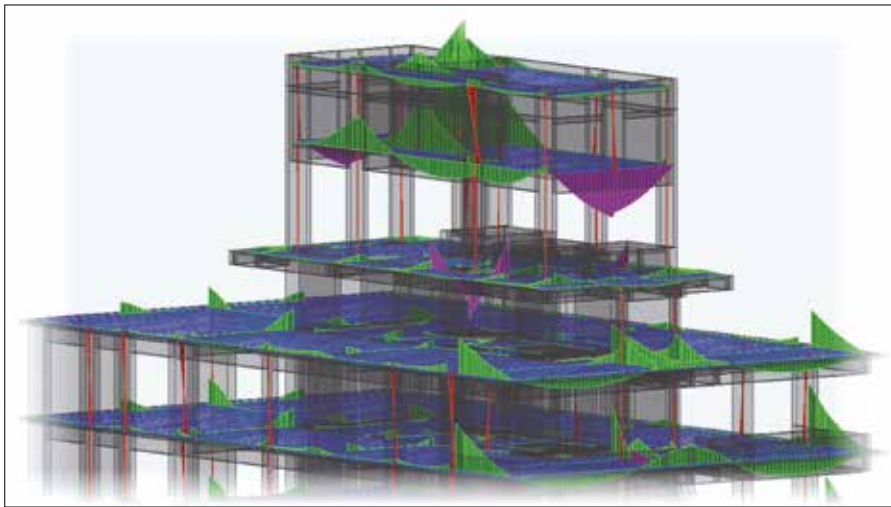
### **IBRACON** QUAL SUA TRAJETÓRIA PROFISSIONAL ATÉ ENTRAR NA TQS INFORMÁTICA E SE TORNAR SÓCIO-DIRETOR?

| **ALIO KIMURA** | Assim que me formei, fui aprovado para o curso de mestrado em estruturas na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP). Cursei o primeiro ano com bolsa e dedicação integral. Aprendi muito em todas as disciplinas, tendo publicado artigo sobre a aplicação de software no ensino de análise matricial de estruturas. No início do segundo ano, tive o primeiro contato com o Eng. Nelson Covas, fundador da TQS, graças a uma indicação do Prof. Edmundo Esquivel, que participou de minha banca de TCC sobre análise computacional de viga sobre base elástica. Passei então a cursar o mestrado com dedicação parcial, sem bolsa, e ingressei na TQS, onde participei do desenvolvimento de

“

NO ESTÁGIO ATUAL DA IA, POR EXEMPLO, NOS DEPARAMOS COM RESPOSTAS INCORRETAS E IMPRECISAS, DENOMINADAS 'ALUCINAÇÕES', QUE PODEM INDUZIR ERROS GRAVES

”



Diagramas de momentos fletores num pórtico espacial

programas de sua primeira versão para Windows®, em 2000.

**IBRACON** COMO DESENVOLVEDOR DE SISTEMAS COMPUTACIONAIS PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO, NA SUA AVALIAÇÃO QUAL SERÁ O IMPACTO DA INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL NA ANÁLISE E PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO?

| **ALIO KIMURA** | A inteligência artificial (IA) impactará todas as áreas de conhecimento de alguma forma. No projeto de estruturas, não será diferente. Mas, neste caso, eu tenho minhas ressalvas. No estágio atual da IA, por exemplo, nos deparamos com respostas incorretas e imprecisas, denominadas “alucinações”, que podem induzir a erros graves. Projetar estruturas é uma tarefa complexa e tem relação direta com a segurança das pessoas. Sou absolutamente contra a ideia de que projetar estruturas é algo que se resolve com facilidade e com alguns cliques no computador. Projetar envolve raciocínio,

computadores e, ao mesmo tempo, saber discernir que eles (os computadores) é que dependem da gente, e não o contrário, é o ponto chave da questão. A geração atual tem uma relação com a tecnologia absolutamente distinta das gerações de algumas décadas atrás. A meu ver, não há geração melhor que a outra. Com a tecnologia atual, tarefas complexas passaram a resolvidas de forma muito rápida, passando a impressão de que são fáceis para os mais jovens. Ao mesmo tempo, entendo que não é simples para a geração mais experiente aprender a usar todas as novidades que aparecem. Para mim, o contato colaborativo entre as gerações, unindo os brilhantes engenheiros de gerações mais antigas com os novos talentos que surgem a cada dia, é fundamental para o futuro.

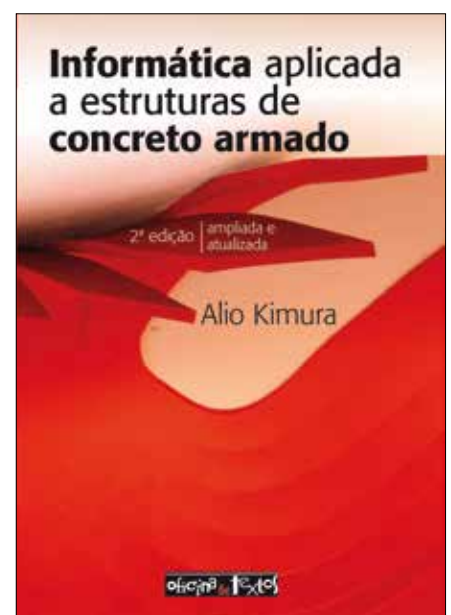
**IBRACON** QUANDO E POR QUE VOCÊ COMEÇOU A PARTICIPAR DAS REUNIÕES DAS COMISSÕES DE ESTUDO DAS NORMAS NA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS?

| **ALIO KIMURA** | Comecei a participar das reuniões do CT-301 em 2004 para

discernimento e criatividade, atributos que somente um engenheiro consegue suprir. A IA certamente ajudará a aprimorar a elaboração de projetos estruturais, mas se ela caminhar no sentido de substituir certas funções do engenheiro, eu acho temeroso.

**IBRACON** COMO VOCÊ VÊ A DUALIDADE “TECNOLOGIA - HABILIDADES DO ENGENHEIRO? VOCÊ TRATOU DESTA ASSUNTO NO SEU LIVRO “INFORMÁTICA APLICADA ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO”?

| **ALIO KIMURA** | Essa dualidade gera grandes desafios na sociedade como um todo. Saber usufruir dos benefícios inegáveis proporcionados pelos



Capa do livro “Informática aplicada a estruturas de concreto armado

auxiliar na elaboração de exemplos sobre cálculo de pilares para a prática recomendada do IBRACON, sob orientação dos profs. Ricardo França e Fernando Stucchi. Desde então, sempre me mantive próximo das reuniões que envolviam a elaboração de normas para projeto de estruturas. Minha primeira experiência foi como secretário da revisão da NBR 15200 (projeto em situação de incêndio), em 2012.

### **IBRACON** POR QUE ACEITOU SER SECRETÁRIO DA COMISSÃO DE ESTUDO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO?

#### **QUAIS PROPOSTAS E ATIVIDADES VOCÊ TEM ENCAMPADO NESTA COMISSÃO COMO SECRETÁRIO?**

| **ALIO KIMURA** | Basicamente, a ideia sempre foi e continua sendo contribuir de alguma forma com os colegas de profissão. Elaborar normas técnicas e, principalmente, torná-las aplicáveis no cotidiano é um enorme desafio. Não há norma perfeita em nenhum lugar do mundo. O que buscamos é manter um processo evolutivo com segurança. O suporte e auxílio da coordenadora, Enga. Suely Bueno, e dos membros da comissão facilitam o exercício como secretário, que é um trabalho que envolve organização, paciência e, sobretudo, respeito com todos os tipos de opiniões. Felizmente, ao longo das últimas revisões, é notória a participação cada vez maior das pessoas, o que é muito gratificante, pois isso sempre foi um de nossos maiores objetivos. Neste ponto, as reuniões remotas pela Internet nos



Aplicativos desenvolvidos pelo IBRACON/CT 305-SC-4

ajudaram bastante. Atualmente, temos representantes de todas as regiões do Brasil nas plenárias.

### **IBRACON** EM QUE ESTÁGIO ESTÁ A REVISÃO DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 6118:2023? QUAL É A PREVISÃO PARA SUA PUBLICAÇÃO?

| **ALIO KIMURA** | O texto da revisão da NBR 6118 colocado em Consulta Nacional foi aprovado na reunião ocorrida em dezembro de 2022. Ele deve ser publicado em breve, pois se encontra na fase final de edição na ABNT. Aproveito para chamar a atenção de que novas reuniões da comissão serão realizadas assim que a revisão da norma for publicada, com vistas à publicação de uma emenda cujo conteúdo se baseará exclusivamente nas ótimas sugestões recebidas durante a Consulta Nacional. É um caminho novo que encurtará a publicação de novidades no texto, e que espero que dê certo.

### **IBRACON** COMO O CT 301 COMITÊ IBRACON/ABECE SOBRE PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO CONTRIBUIU PARA A REVISÃO DA ABNT NBR 6118:2023?

| **ALIO KIMURA** | O papel do CT 301 tem sido primordial nas revisões da NBR 6118, pois ele mantém o grupo de trabalho ativo; boa parte dos membros da comissão de norma são também membros do CT 301. É comum itens discutidos nesse comitê IBRACON/ABECE e publicados na prática recomendada serem efetivamente inseridos no texto normativo. Isso aconteceu nas revisões de 2014 e 2023. Aproveitando o ensejo, em 2019, tive oportunidade de ser coordenador do comitê CT-305/SC4, cujos membros, além de elaborarem o texto-base da NBR 15200 que ora se encontra em fase final de revisão, também, de forma inédita, desenvolveram softwares para auxiliar no projeto de vigas e pilares de concreto



ELABORAR NORMAS TÉCNICAS E, PRINCIPALMENTE, TORNÁ-LAS APLICÁVEIS NO COTIDIANO É UM ENORME DESAFIO



“

NÃO HÁ ALTERAÇÕES SIGNIFICATIVAS NAS METODOLOGIAS E FORMULAÇÕES ATUAIS, COM EXCEÇÃO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA, EM QUE FOI INTRODUIDO UM NOVO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE

”

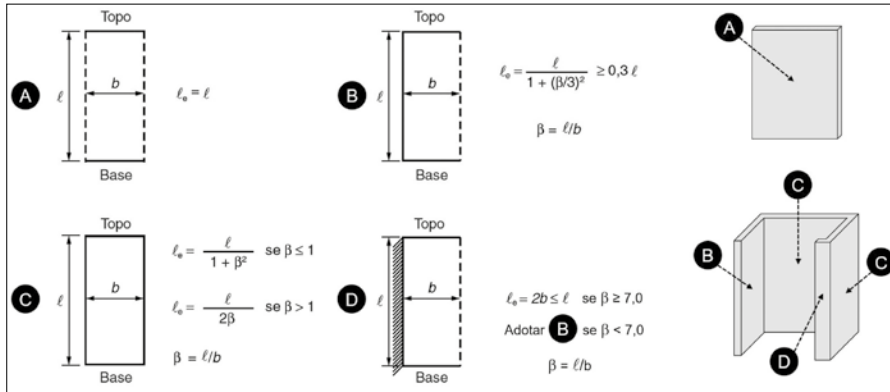


Figura 15.4 da ABNT NBR 6118 melhorada na versão de 2023

armado em situação de incêndio, que estão disponíveis aos associados no site do IBRACON.

**IBRACON** **QUAIS AS PRINCIPAIS NOVIDADES A SEREM TRAZIDAS PELA REVISÃO DA NORMA ABNT NBR 6118:2023 E QUAIS OS IMPACTOS DELAS? CITE UM EXEMPLO DE COMO A INTRODUÇÃO DE NOVAS FIGURAS NA NORMA REVISADA DEVE CONTRIBUIR PARA ESCLARECER PROCEDIMENTOS E REQUISITOS NOS PROJETOS ESTRUTURAIS.**

| **ALIO KIMURA** | A revisão de 2023 mantém a base de 2014, isto é, a abrangência e as seções da norma continuam as mesmas. A grande maioria das novidades consiste em melhorias em textos e figuras com o objetivo de esclarecer como os procedimentos e requisitos devem ser considerados nos projetos estruturais de forma correta. Não há alterações significativas nas metodologias e formulações atuais, com exceção para concretos de alta resistência, em que foi introduzido um novo coeficiente de fragilidade. Com relação aos exemplos de figuras, podemos citar a melhoria na Figura 15.4 (pilar-parede) e a introdução da Figura 20.3 (cabos protendidos próximos a apoios).

**IBRACON** **POR QUE FOI INTRODUIDO NO TEXTO REVISADO DA NORMA UM NOVO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE PARA O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA?**

| **ALIO KIMURA** | A introdução deste coeficiente foi baseada no novo código modelo europeu (MC2020), que está sendo elaborado há alguns anos e provavelmente será publicado em 2023. Ele corrobora com a preocupação e constatação de alguns pesquisadores sobre o comportamento frágil do concreto de alta resistência, que tem aplicação comum em pilares. No entanto, é importante ressaltar que houve algumas variações nas formulações relacionadas com o coeficiente de fragilidade nos últimos drafts publicados pela *fib*. Isso certamente será discutido e reavaliado durante a elaboração da emenda a que

me referi, podendo originar futuros ajustes na formulação originalmente publicada na revisão de 2023.

**IBRACON** **O QUE RECOMENDARIA ÀQUELES QUE NÃO PARTICIPARAM DO PROCESSO DE REVISÃO DA ABNT NBR 6118 E QUEREM CONHECER AS ALTERAÇÕES PROMOVIDAS EM RELAÇÃO À VERSÃO PUBLICADA EM 2014, SEM, EVIDENTEMENTE, RECORRER AO MÉTODO DO “JOGO DOS SETE ERROS”?**

| **ALIO KIMURA** | Em uma norma que contém mais de 300 páginas como é o caso da NBR 6118, realmente fica muito difícil de detectar as alterações realizadas no texto revisado. Neste sentido, achei brilhante a ideia da comissão que revisou a norma de execução de estruturas de incluir um anexo informativo sobre as principais alterações introduzidas na revisão. Particularmente, acho que é um exemplo a ser seguido, pois isso facilitará muito para os usuários das normas. Não deu tempo para inserir esse anexo informativo na revisão da NBR 6118. Quem sabe poderemos fazer isso na Emenda.

**IBRACON** **COMO A REVISÃO DA NBR 6118 FOI CONDUZIDA CONSIDERANDO-SE AS INTERFACES ENTRE ESTRUTURAS, VEDAÇÕES, REVESTIMENTOS E INSTALAÇÕES, PRINCIPALMENTE COM ALVENARIAS SEM FUNÇÃO ESTRUTURAL E REVESTIMENTOS DE FACHADA?**

| **ALIO KIMURA** | Estamos atentos e aptos a discutir melhorias na modelagem e avaliação do comportamento em serviço das estruturas de concreto, que tem impacto direto na interface com

os elementos não estruturais. Nas últimas revisões, houve alguns ajustes pontuais neste sentido.

**IBRACON** POR QUE ATÉ AGORA NÃO FOI INTRODUZIDA NA NBR 6118 A EXIGÊNCIA DE VUP (VIDA ÚTIL DE PROJETO) MÍNIMA DE 50 ANOS PARA AS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E DE CONCRETO PROTENDIDO?

| **ALIO KIMURA** | Dentro da comissão, há visões diferentes sobre esse tema. Alguns defendem a introdução do VUP na norma, outros são totalmente contra. Não há consenso. Por isso, não houve nenhuma alteração no texto normativo desde 2003. Mas, estamos abertos a rediscutir o tema quantas vezes for necessário.

**IBRACON** REPRESENTANTES DE CONSTRUTORAS E LABORATÓRIOS DO SETOR CONSTRUTIVO TÊM RECLAMADO DA DIFICULDADE E DO CUSTO EM SE ALCANÇAR NA PRÁTICA OS RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE

**PRECONIZADOS NA NORMA ABNT NBR 6118. O QUE VOCÊ TEM A DIZER COMO SECRETÁRIO DA COMISSÃO DE REVISÃO DESTA NORMA SOBRE O TEMA?**

| **ALIO KIMURA** | Esse é um tema discutido com certa recorrência dentro da comissão de estudos. Sabemos que uma única fórmula jamais irá atender com precisão as necessidades das diversas regiões pelo Brasil afora. Na revisão de 2014, se introduziu a influência do tipo de agregado na formulação, o que certamente ajudou, mas sabemos que ainda há muito a evoluir. Lembro que está claro na norma que a fórmula presente em seu texto serve como uma estimativa quando não há ensaios.

**IBRACON** O ENSINO NOS CURSOS DE ENGENHARIA PREPARA SUFICIENTEMENTE OS ALUNOS PARA SEREM CALCULISTAS DE ESTRUTURAS?

| **ALIO KIMURA** | A meu ver, os cursos de graduação servem apenas para dar uma base ao futuro profissional, o que por si só é fundamental e precioso. Atuar como engenheiro de estruturas exigirá uma dedicação contínua ao longo de toda carreira. Não se aprende a projetar uma estrutura em pouco tempo. Há um tempo natural de amadurecimento do engenheiro. Por isso, fazer cursos de extensão e trabalhar sob orientação de engenheiros experientes, é fundamental para os recém-formados.

**IBRACON** O QUE GOSTA DE FAZER FORA DO TRABALHO?

| **ALIO KIMURA** | Além de aproveitar o tempo de lazer com a família e amigos, eu gosto muito de jogar tênis. Tenho costume de jogar de 3 a 4 vezes por semana, com amigos engenheiros inclusive, bem como de competir em alguns torneios, quando é possível. ☺

# KIT de PRÁTICAS RECOMENDADAS sobre ENSAIOS de DURABILIDADE das ESTRUTURAS de CONCRETO

O conjunto de **Práticas Recomendadas Sobre os Ensaios de Durabilidade das Estruturas de Concreto** é fruto do trabalho do Comitê Técnico IBRACON/ALCONPAT 702 Procedimentos para Ensaios de Avaliação da Durabilidade das Estruturas de Concreto.



**PROMOÇÃO:** Kit com 5 Práticas + Guia de Prevenção da Reação Álcali-Agregado **SÓCIOS:** R\$ 300,00 | **NÃO SÓCIOS:** R\$ 550,00

Patrocínio



Adquira o seu na  
Loja Virtual  
do IBRACON:  
<http://lojaibracon.org.br>

# Aplicação dos critérios e métodos da NBR 15421:2023 – Projeto de estruturas resistentes a sismos

**SELMA H. S. DA NÓBREGA** – PROF. TITULAR – <https://orcid.org/0000-0002-0279-273X> (selma.nobrega@ufrn.br) | UFRN  
**PETRUS G. B. DA NÓBREGA** – PROF. TITULAR – <https://orcid.org/0000-0002-8597-0158> (petrus.nobrega@ufrn.br) | UFRN  
**SERGIO H. de C. SANTOS** – PROF. TITULAR – <https://orcid.org/0000-0002-2930-9314> (sergiohampshire@poli.ufrj.br) | UFRJ

## RESUMO

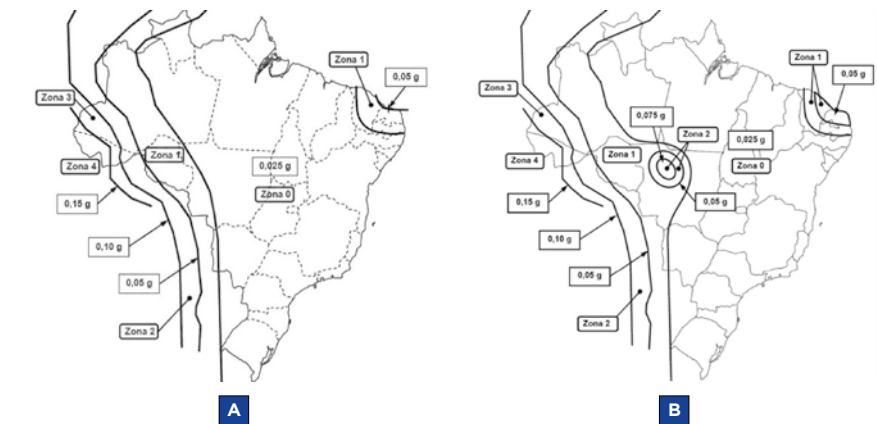
**N**O INÍCIO DOS ANOS 2000 A COMUNIDADE TÉCNICA BRASILEIRA LOGROU PUBLICAR DIVERSAS NORMAS RELATIVAS AO PROJETO DE ESTRUTURAS, ALGUMAS INÉDITAS, DESTACANDO-SE A NBR 6118, A NBR 14432, A NBR 15200 E A NBR 15421. ESSES DOCUMENTOS VIABILIZARAM PELA PRIMEIRA VEZ, EM 2008, O RECONHECIMENTO PELA ISO (INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION) DA NBR 6118 COMO DOCUMENTO DE VALIDADE INTERNACIONAL. ANALOGAMENTE, EM MAIS UMA INICIATIVA DE MODERNIZAÇÃO, VÁRIAS DESSAS NORMAS FORAM REVISADAS A PARTIR DE 2020, DENTRE ELAS A NBR 15421, PROJETO DE ESTRUTURAS RESISTENTES A SISMOS. ESTE ARTIGO APRESENTA AS SUAS PRINCIPAIS ALTERAÇÕES E SEUS CRITÉRIOS NA FORMA DE UM ROTEIRO DE PROJETO APLICADO A UM EXEMPLO DIDÁTICO, CUJO OBJETIVO É FAZER O LEITOR FAMILIARIZAR-SE COM SEUS TERMOS, VARIÁVEIS E PROCEDIMENTOS.

**PALAVRAS-CHAVE:** SISMO, CONCRETO, DINÂMICA, NORMALIZAÇÃO.

## 1. INTRODUÇÃO

A primeira edição da norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos, ABNT NBR 15421, foi publicada em 2006. Essa temática, considerada complexa e associada apenas a projetos específicos (ainda) no início dos anos 2000, tem-se difundido progressiva e significativamente em trabalhos acadêmicos ou mesmo nos projetos contemporâneos.

Ademais, desde então, citações acerca da NBR 15421 ou sobre a ação sísmica foram feitas em várias outras normas de relevância: NBR 6118:2007 e 2014, NBR 9062:2017, NBR 6120:2019 e NBR 7187:2021, referências essas que tratam, respectivamente, do pro-



## FIGURA 1

MAPA DE ACELERAÇÃO SÍSMICA HORIZONTAL CARACTERÍSTICA DA NBR 15421:2006 (A) E DA NBR 15421:2023 (B)

jeto de estruturas de concreto, de concreto pré-moldado, das ações para o cálculo de estruturas de edificações, e do projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto.

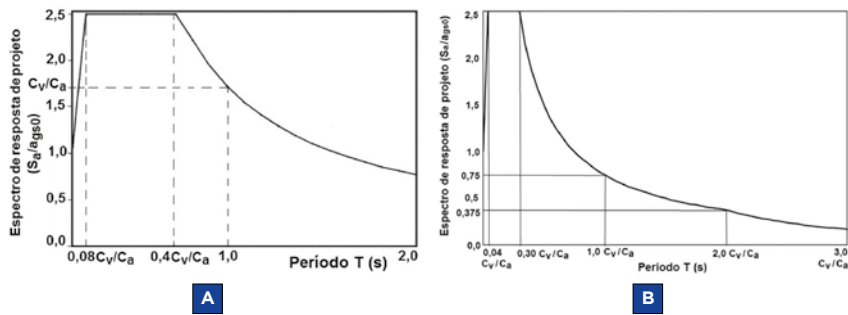
Segundo Nóbrega *et al.* (2022), dois motivos contribuem para um menor conhecimento e difusão da NBR 15421: (1) seus objetivos, dado que ela própria estabelece a sua não aplicação a diversas estruturas especiais (tais como obras hidráulicas, arcos, silos, tanques, chaminés, torres, estruturas *off-shore*, ou que se utilizam de técnicas construtivas não convencionais); e (2) a auto dispensa de seus requisitos para as estruturas localizadas na zona sísmica “0”, a qual corresponde a cerca de 80% do território nacional.

Não obstante, o meio técnico considerou em 2022 ser oportuna a revisão desta referência. De fato, após 16 (dezesseis)

anos em vigor, já existia um conjunto de estudos e percepções técnicas que norteariam os trabalhos da Comissão de Estudos para a revisão dessa norma.

Um documento base com as principais propostas facilitou e agilizou a discussão e a compreensão das alterações. Em verdade, não havia mudanças significativas nas metodologias e nas formulações vigentes; o foco inicial era rever o texto existente, dando-lhe nova redação, quando necessário, a fim de esclarecer dúvidas de interpretação.

Atualmente o texto da NBR 15421 já foi aprovado em Consulta Nacional e publicado oficialmente como 2ª edição, cuja data de referência está estabelecida como 23/05/2023. Doravante, neste artigo, este texto será designado como NBR 15421:2023.



**FIGURA 2**  
ESPECTRO DE RESPOSTA DA NBR 15421:2006 (A) E DA NBR 15421:2023 (B)

As duas principais modificações da NBR 15421:2023 foram: (1) correções no mapa de perigo sísmico; e (2) ajustes no formato do espectro de resposta de projeto. Nos últimos anos vários estudos e iniciativas buscaram caracterizar um novo mapa sísmico para o Brasil. Nóbrega *et al.* (2019) apresentam uma retrospectiva acerca do tema, sendo o trabalho de Alves (2020) aquele que forneceu a base teórica para as correções efetivamente implementadas. Igualmente fundamentou o novo espectro de resposta.

As Figuras 1 e 2 ilustram tais alterações. Em relação ao mapa, tem-se o deslocamento da fronteira entre as zonas “0” e “1” (à esquerda) mais para dentro do MT, com a geração de novas

zonas “2”, e a uniformização do RN e parte do CE como zona “1” com aceleração constante 0,05 g. O formato do espectro de resposta foi modificado, com o patamar máximo ocorrendo já para um valor de período (T) ligeiramente menor e a curva decrescendo um pouco mais acentuadamente após esse patamar de máxima aceleração.

Neste artigo pretende-se apresentar um roteiro completo de projeto associado a um exemplo de cálculo, discutindo-se as fases de definição dos parâmetros e critérios estabelecidos pela nova edição da NBR 15421, bem como a análise estrutural pelos métodos por ela prescritos. Desta maneira, o leitor pode se familiarizar com os termos, variáveis e procedimentos da norma.

## 2. ESTRUTURA A SER ANALISADA

Considere-se um edifício comercial (de escritórios) em concreto armado convencional (estrutura formada por pórticos de vigas e pilares, e lajes maciças), concreto classe C30, composto de três lajes de piso e uma laje de cobertura. Sendo a altura de cada pavimento igual a 2,90 m, a altura total corresponde a 11,6 m. A Figura 3 ilustra a forma do pavimento tipo e a maquete volumétrica do edifício.

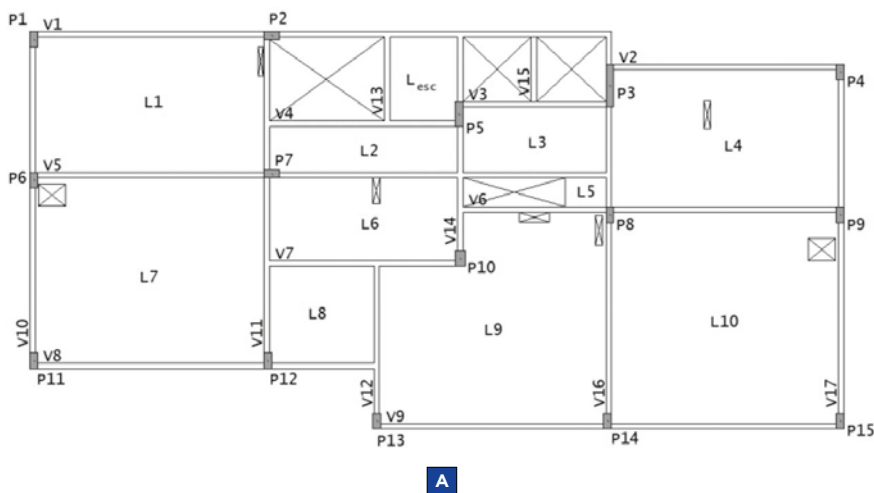
Nas lajes de piso, a ação permanente (além do peso próprio) e a ação variável de utilização foram determinadas como 2 kN/m<sup>2</sup> e 2,5 kN/m<sup>2</sup>, respectivamente. Também foram lançadas alvenarias sobre as lajes e vigas (onde existentes).

Admite-se a edificação na cidade de Sinop (MT), região central-norte do estado, conforme a Figura 4 ilustra. O ensaio de SPT detectou que o solo do terreno é uma argila siltosa média (nas camadas superiores) e uma areia siltosa pouco compacta (nas camadas próximas ao limite de sondagem), cujo número médio de golpes no ensaio resultou por volta de 10 (dez) a 15 (quinze).

## 3. PARÂMETROS DA NBR 15421:2023 PARA A ANÁLISE SÍSMICA

### 3.1 Determinação da zona sísmica e da aceleração sísmica horizontal característica

A tabela 1 da NBR 15421:2023, ilustrada



**FIGURA 3**  
PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TIPO (A) E MAQUETE 3D DO EDIFÍCIO (B)



**FIGURA 4**

MAPA DO ESTADO DE MT COM A INDICAÇÃO DA CIDADE DE SINOP

na Figura 5, estabelece cinco zonas sísmicas (0, 1, 2, 3 e 4), cada uma delas associada a uma faixa de acelerações horizontais características (tais zonas também podem ser percebidas no mapa sísmico, Figura 1).

Verificando-se o mapa de acelerações (Figura 1b), pode-se inferir que a cidade de Sinop está dentro do círculo externo, fronteira da zona 2, mas não dentro do círculo menor (cuja aceleração é constante e igual a 0,075 g). Assim, admitir-se-á que a edificação está na zona sísmica 2, com uma aceleração  $a_g = 0,06 \text{ g} = 0,6 \text{ m/s}^2$  (obtida aproximadamente por interpolação).

Observe-se que se fosse consultada a edição anterior da NBR 15421 (Figura 1a), a aceleração seria 0,025 g, bem menor. Mais ainda, como Sinop estaria na zona sísmica

Zona sísmica	Valores de $a_g$
Zona 0	$a_g = 0,025 \text{ g}$
Zona 1	$0,025 \text{ g} < a_g \leq 0,05 \text{ g}$
Zona 2	$0,05 \text{ g} < a_g \leq 0,10 \text{ g}$
Zona 3	$0,10 \text{ g} < a_g \leq 0,15 \text{ g}$
Zona 4	$a_g = 0,15 \text{ g}$

**FIGURA 5**

ZONAS SÍSMICAS DA ABNT NBR 15421:2023

D = solo rígido, E = solo mole e F = solos que exigem avaliação específica), fornecendo valores de velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento e de número médio de golpes do ensaio SPT para essa classificação objetiva. Adicionalmente, a tabela 3 da norma, ilustrada na Figura 6, indica os fatores de amplificação sísmica no solo ( $C_a$  e  $C_v$ ) em função da classe do terreno, os quais são imprescindíveis para a construção do espectro de resposta do projeto.

De acordo com o enunciado do problema (especialmente pela indicação do número de golpes do SPT), deduz-se que a classe do terreno é do tipo “E” (solo mole) e, para este terreno, dado que  $a_g \leq 0,10 \cdot \text{g}$ ,  $C_a = 2,5$  e  $C_v = 3,5$ .

“0”, nenhum requisito de resistência sísmica seria exigido segundo a própria norma.

### 3.2. Classe do terreno e fatores de amplificação sísmica no solo

A tabela 2 da NBR 15421:2023 estabelece seis classes do terreno (A, B, C, D, E e F), cada uma delas associada a uma constituição pedológica (A = rocha sã, B = rocha, C = rocha alterada ou solo muito rígido,

### 3.3 Espectro de resposta de projeto

A Figura 2b anterior ilustra o espectro de resposta da NBR 15421:2023, cujas expressões matemáticas estão explicitadas na sua subseção 6.3, e reproduzidas na Figura 7.

Aplicando-as ao caso em questão, chega-se a (todas as expressões em  $\text{m/s}^2$ ):

$$[1] \quad a_{gs0} = 2,5 \times (0,06 \cdot \text{g}) = 0,15 \cdot \text{g} = 1,5$$

$$[2] \quad a_{gs1} = 3,5 \times 0,75 \times (0,06 \cdot \text{g}) = 0,1575 \cdot \text{g} = 1,575$$

$$[3] \quad S_a(T) = 1,5 \times (37,5 \cdot T \cdot 2,5/3,5 + 1,0) \quad (\text{para } 0 \leq T \leq 0,056 \text{ s})$$

$$[4] \quad S_a(T) = 2,5 \times (1,5) = 3,75 \quad (\text{para } 0,056 \text{ s} \leq T \leq 0,42 \text{ s})$$

$$[5] \quad S_a(T) = 1,575 / T \quad (\text{para } 0,42 \text{ s} \leq T \leq 2,8 \text{ s})$$

$$[6] \quad S_a(T) = 2 \times \left(\frac{3,5}{2,5}\right) \cdot \left(\frac{1,575}{T^2}\right) \quad (\text{para } T \geq 2,8 \text{ s})$$

A Figura 8 ilustra o espectro de res-

Classe do terreno	$C_a$		$C_v$	
	$a_g \leq 0,10 \text{ g}$	$a_g = 0,15 \text{ g}$	$a_g \leq 0,10 \text{ g}$	$a_g = 0,15 \text{ g}$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

**FIGURA 6**

FATORES DE AMPLIFICAÇÃO SÍSMICA NO SOLO DA NBR 15421:2023

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot 0,75 \cdot a_g$$

$$S_a(T) = a_{gs0} (37,5 \cdot T \cdot C_a/C_v + 1,0) \quad (\text{para } 0 \leq T \leq 0,04 \cdot C_v/C_a)$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0} \quad (\text{para } 0,04 \cdot C_v/C_a \leq T \leq 0,3 \cdot C_v/C_a)$$

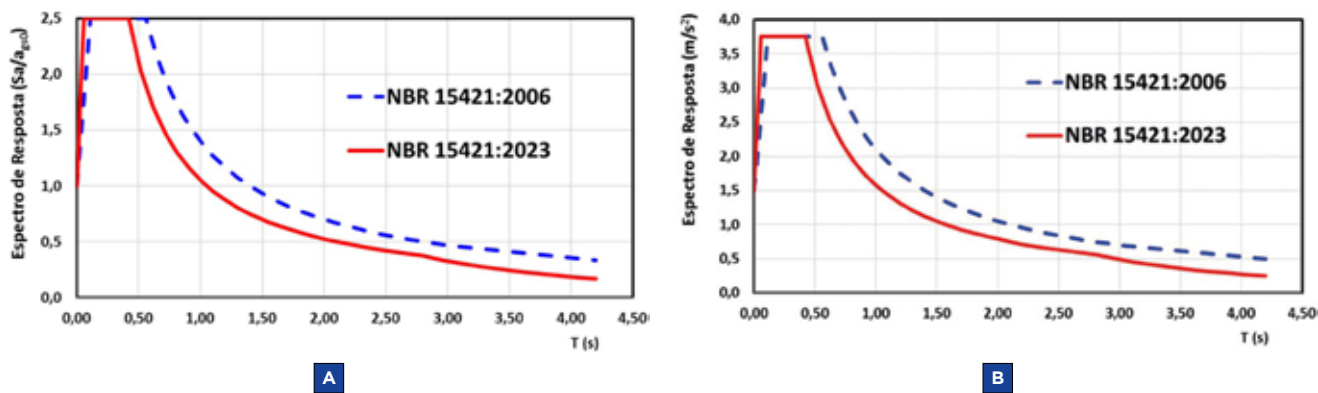
$$S_a(T) = (a_{gs1}/T) \quad (\text{para } 0,3 \cdot C_v/C_a \leq T \leq 2,0 \cdot C_v/C_a)$$

$$S_a(T) = 2 \cdot C_v/C_a \cdot (a_{gs1}/T^2) \quad (\text{para } T \geq 2,0 \cdot C_v/C_a)$$

**FIGURA 7**

EXPRESSÕES PARA CONSTRUÇÃO DO ESPECTRO DE RESPOSTA DE PROJETO





**FIGURA 8**  
ESPECTROS DE RESPOSTA DE PROJETO ADIMENSIONAL (A) E EM  $m/s^2$  (B)

posta (curvas vermelhas), sendo a primeira imagem (Figura 8a), o espectro adimensional, conforme indicado na Figura 2b; e na Figura 8b tem-se o gráfico já na unidade de  $m/s^2$ . Obviamente, as curvas são equivalentes.

Perceba-se que na Figura 8a a reta inclinada parte de  $S_a = 1,0 a_{gs0}$  (igual a  $1,5 m/s^2$ ), e o patamar de valor máximo corresponde a  $S_a = 2,5 a_{gs0}$  (igual a  $3,75 m/s^2$ ).

Na Figura 8, além dos espectros da NBR 15421:2023, tem-se também os espectros que seriam obtidos pelas expressões da NBR 15421:2006 (curvas azuis tracejadas), para a mesma aceleração do terreno  $a_g = 0,06 g$ . Como já dito no item 3.1, se fosse utilizado o mapa sísmico anterior, a aceleração para a cidade de Sinop seria  $a_g = 0,025 g$ , o que provocaria uma mudança muito mais significativa nos espectros (dado que a aceleração é outra). Todavia, no presente item, o foco foi abordar a alteração no espectro de ambas as normas considerando uma mesma base de aceleração (no caso  $0,06 g$ ).

### 3.4 Parâmetros e métodos para a análise sísmica

A NBR 15421 contém várias tabelas onde é necessário definirem-se alguns parâmetros para dar prosseguimento à análise. Na sequência, indicam-se tais variáveis, justificando-as ou explicando-as se necessário ou oportuno.

**a) Categoria de utilização.** Pela tabela 4 da NBR 15421:2023, tem-se três categorias de utilização (I, II e III),

função da natureza da ocupação. Considerando o edifício como comercial, sua categoria de utilização é a “I”. Esta categorização é idêntica à existente na norma de 2006.

**b) Fator de importância de utilização.**

A cada categoria de utilização, pela mesma tabela 4, tem-se o fator de importância de utilização (I). Para a categoria “I”, o fator  $I = 1,0$ . Tal fator é idêntico ao existente na norma de 2006.

**c) Categoria sísmica.**

Pela tabela 5 da NBR 15421:2023, assim como na norma de 2006, tem-se três categorias sísmicas (A, B e C), dadas em função da zona sísmica onde está o edifício (zonas “0” e “1” = categoria “A”; zona “2” = categoria “B”; e zonas “3” e “4” = categoria “C”). Especificamente para a cidade de Sinop, segundo a NBR 15421:2006, a edificação estaria localizada na zona “0” e, portanto, associada à categoria “A”. A partir da NBR 15421:2023, como a zona sísmica admitida foi a “2”, a categoria sísmica da estrutura é a “B”.

**d) Método de análise.**

A subseção 7.3.2 da NBR 15421:2023 estabelece que para as estruturas localizadas na zona sísmica “0”, nenhum requisito de resistência sísmica é exigido. As estruturas localizadas na zona “1” devem apresentar sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas horizontais em duas direções ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. Por fim, devem

suportar forças horizontais calculadas por um procedimento bastante simples, que correspondem a 1% do peso efetivo da estrutura. A subseção 7.3.3 refere-se às estruturas das categorias sísmicas B e C, que podem ser analisadas pelo método das forças horizontais equivalentes (MFHE, descrito na Seção 9), ou por um processo mais rigoroso: o método espectral (ME, descrito na Seção 10) ou, ainda, a análise com históricos de acelerações no tempo (método da história no tempo, MHT, descrito na Seção 11). A norma de 2006 traz as mesmas informações, porém descritas nas subseções 7.3.1 e 7.3.2, respectivamente. Nesse contexto, especificamente para a cidade de Sinop, pela norma de 2006 nenhuma verificação às ações sísmicas seria exigida, ao passo que pela NBR 15421:2023, devem ser utilizados o MFHE ou o ME ou o MHT.

**e) Coeficientes de projeto para o sistema sismorresistente.**

Pela tabela 6 da NBR 15421:2023 – similar à da norma de 2006, mas sem as alternativas incomuns para a realidade brasileira – faz-se necessário definir três coeficientes de projeto: o de modificação de resposta (R), o de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ), e o de amplificação de deslocamentos ( $C_d$ ). Admitindo, conforme o enunciado do problema, que o sistema resistente é formado por pórticos de concreto com detalhamento usual, tem-se  $R = 3,0$ ,  $\Omega_0 = 3,0$ , e  $C_d = 2,5$ .

Estes coeficientes são utilizados para “ponderar” as respostas obtidas por uma análise elástica do problema, considerando que, na verdade, a ação sísmica solicita a estrutura de uma maneira diferente ao que se obtém nas análises computacionais convencionais. Assim, as respostas modais (obtidas pelo método espectral) relacionadas às forças, ou aos momentos ou às reações de apoio, devem ser multiplicadas pelo fator  $1/R$  igual, no presente caso, a  $1,0 / 3,0 = 0,33$ ; ou seja, as respostas corrigidas são 33% das respostas elásticas. Já as respostas modais relacionadas aos deslocamentos absolutos e relativos devem ser multiplicadas pelo fator  $C_d/R$  igual a, neste caso,  $2,5 / 3,0 = 0,83$ ; ou seja, as respostas corrigidas são 83% das respostas elásticas.

Por sua vez, o método das forças horizontais equivalentes é um processo estático elástico simplificado e conservador. A correção, neste caso, não ocorre nas respostas, mas na definição dos valores das forças por meio do coeficiente de resposta sísmica  $C_s$ , cujo denominador da expressão possui o fator  $R/I$  (neste caso, igual a  $3,0 / 1,0 = 3,00$ ). Perceba-se que este valor no denominador é equivalente a multiplicar o resultado por  $1/R$ , como citado anteriormente.

#### 4. ANÁLISE MODAL

A primeira etapa de uma análise dinâmica consiste no cálculo dos períodos (ou frequências) naturais e dos modos de vibração, o que pode ser chamado de “análise modal”. Segundo a subseção 8.7.2 da NBR 15421:2023 (“Critérios para a modelagem”), deve ser considerado o “peso efetivo” neste cálculo, o que é basicamente apenas o peso das cargas permanentes e 25% da carga variável de utilização nas áreas de armazenamento e de estacionamento.

A subseção 8.7.3 da NBR 15421:2023, por sua vez, especifica que o modelo deve representar a distribuição espacial de massa e de rigidez em toda a estrutura, e que para as edificações de concreto os elementos podem ser admitidos como fissurados, aplicando-se os fatores de redução de rigidez especificados na ABNT NBR 6118. Como o presente exemplo se enquadra nessa previsão, será feita a análise considerando, ou não, tal redução de

**TABELA 1**

PERÍODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS

Modo	SEM fissuração		COM fissuração	
	Período (s)	Frequência (Hz)	Período (s)	Frequência (Hz)
1	0,905	1,105	1,107	0,903
2	0,617	1,620	0,779	1,284
3	0,535	1,868	0,680	1,471
4	0,309	3,239	0,370	2,701
5	0,207	4,838	0,253	3,948

rigidez. A Tabela 1 ilustra os resultados para os cinco primeiros modos de vibração, admitindo o módulo de elasticidade secante, sendo utilizado o sistema TQS v.23.8 para o cálculo numérico.

Ocorre, todavia, que o TQS é um software específico para o projeto de estruturas de concreto, permitindo a geração de um modelo computacional que contém as ligações viga x pilar “flexibilizadas”, diferentemente dos modelos derivados diretamente da Análise Matricial de Estruturas. Para avaliar a influência destas ligações, os resultados deste modelo são apresentados na Tabela 2, novamente considerando, ou não, a redução de rigidez.

Perceba-se que a influência das ligações flexibilizadas é ainda mais relevante que a redução de rigidez pela fissuração dos elementos: compare-se o resultado do caso “COM fissuração” da Tabela 1 com o caso “SEM fissuração” da Tabela 2. Algumas notas a respeito desses modelos podem ser encontrados em Nóbrega *et al.* (2022).

#### 5. ANÁLISE PELO MÉTODO DAS FORÇAS HORIZONTAIS EQUIVALENTES

Este método inicia-se com o cálculo

da força horizontal total (H) a ser aplicada à estrutura, dada pela Equação 7, sendo  $C_s$  o coeficiente de resposta sísmica e W o peso efetivo da estrutura:

$$[7] \quad H = C_s \cdot W$$

Em função das ações permanentes existentes, tem-se 1.880 kN de peso efetivo para cada um dos pavimentos tipo e 1.050 kN para a cobertura; assim,  $W = 6.690$  kN. O coeficiente  $C_s$  representa o percentual das cargas verticais que é “convertido” em forças horizontais equivalentes, sendo expresso pela Equação 8:

$$[8] \quad C_s = \frac{2,5 \cdot (a_{gs0}/g)}{(R/I)} = \frac{2,5 \cdot (1,5/10,0)}{(3,0/1,0)} = 0,125$$

$C_s$  deve ser maior que o mínimo igual a 0,01 (neste caso, atendido) mas não precisa ser maior que o resultado da Equação 9, onde “T” é o período fundamental da estrutura.

$$[9] \quad C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T \cdot (R/I)}$$

Se “T” for obtido por análise numérica, ele não pode ser maior que  $C_{up} \cdot T_a$ , dado pela Equação 10, com parâmetros definidos pela norma. Para este exemplo:

**TABELA 2**

PERÍODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS COM LIGAÇÕES FLEXIBILIZADAS

Modo	SEM fissuração		COM fissuração	
	Período (s)	Frequência (Hz)	Período (s)	Frequência (Hz)
1	1,189	0,841	1,352	0,740
2	0,783	1,277	0,914	1,094
3	0,632	1,583	0,756	1,322
4	0,390	2,565	0,440	2,274
5	0,253	3,945	0,292	3,430

$$[10] C_{up} \cdot T_a = C_{up} \cdot (C_T \cdot h_n^x) = 1,7 \times (0,0466 \times 11,6^{0,9}) = 0,719 \text{ s}$$

Assim, tomar-se-á o valor 0,719s dado pela Equação 10 como o período “T”, uma vez que todos os cálculos computacionais resultaram em períodos fundamentais maiores que este valor referencial (vide as Tabelas 1 e 2). Realizando as devidas substituições na Equação 9, tem-se:

$$[11] C_s = \frac{(1,575/10,0)}{0,719 \cdot (3,0/1,0)} = 0,073$$

Assim, adota-se  $C_s = 0,073$  (7,3%), número menor que o obtido no primeiro cálculo (12,5%). Finalmente, a força horizontal a ser aplicada à estrutura resulta, pela Equação 7:

$$[12] H = 0,073 \times 6.690 = 488 \text{ kN}$$

Esta força horizontal deve ser distribuída ao longo dos quatro pavimentos do edifício e as expressões matemáticas pertinentes são indicadas na seção 9.3 da NBR 15421:2023. A cada elevação “x”, tem-se uma força  $F_x$ . A Tabela 3 resume os cálculos, destacado que o parâmetro “k”, expoente de distribuição, possui valor 1,11.

Importa ressaltar que na Tabela 1,  $T = 0,905 \text{ s}$  é o período fundamental (ou  $T = 1,107 \text{ s}$ , se considerada a fissuração) relativo à flexão na direção horizontal (em planta), e todos os cálculos anteriores para a determinação das forças sísmicas estão corretos para esta direção. Analogamente, dever-se-ia repetir toda essa marcha de cálculo, agora tomando o período fundamental para a direção vertical (em planta). Isto não será feito por limitação de tamanho do presente artigo.

Perceba-se, por fim, que a força  $F_x$  re-

**TABELA 3**

DISTRIBUIÇÃO VERTICAL DAS FORÇAS SÍSMICAS

Pavimento	h (m)	h <sub>acum</sub> (m)	W <sub>pavto</sub> (kN)	w <sub>x</sub> · h <sub>x</sub> <sup>k</sup>	C <sub>vx</sub>	F <sub>x</sub> (kN)
Tipo 1	2,9	2,9	1.880	6.129,42	0,10934	53,357
Tipo 2	2,9	5,8	1.880	13.230,09	0,23600	115,170
Tipo 3	2,9	8,7	1.880	20.750,29	0,37015	180,634
Cobertura	2,9	11,6	1.050	15.949,15	0,28451	138,839
SOMA			6.690	56058,95	1,00000	488,000

sultante em cada pavimento tipo cresce à medida de sua elevação. Na cobertura,  $F_x$  diminui porque aqui o peso efetivo é menor.

Dado que o MFHE é um método estático, é possível compará-lo com a ação do vento, usualmente considerada como estática. Para este edifício, a força total do vento nas direções horizontal e vertical (em planta) correspondem, respectivamente, a 46 kN e 128 kN, significativamente inferiores à ação sísmica determinada pelo MFHE. Em edifícios mais altos é possível que este resultado seja o inverso.

## 6. ANÁLISE PELO MÉTODO ESPECTRAL

Realizar uma análise espectral só é possível com o auxílio de programas computacionais que possuam um módulo específico para este fim. O espectro de resposta indicado na Figura 8b é o “input” para que os cálculos dos esforços e deslocamentos sejam considerados corretamente, não devendo ser esquecido que as respostas necessitam ser corrigidas pelos coeficientes adequados (discutidos no item 3.4e).

Os pilares e as vigas, se dimensionados apenas considerando as ações gravitacionais e de vento, usualmente

necessitam ser revistos e terem sua seção transversal aumentada quando sob a influência de ações sísmicas, sejam calculadas pelo MFHE ou pelo ME. O presente exemplo de cálculo não foge à regra, embora todos estes elementos mostrem-se viáveis ao dimensionamento a partir de certos ajustes.

Realizar uma comparação completa de resultados pelos diferentes métodos situa-se além dos objetivos deste artigo, e necessitaria de um espaço significativo que não está disponível.

## 7. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou os principais pontos de alteração da NBR 15421:2023, discutindo-os e justificando-os no contexto de um exemplo de cálculo didático para que o leitor possa familiarizar-se mais facilmente com seus termos, variáveis e procedimentos. Embora os requisitos sísmicos sejam dispensáveis para as estruturas usuais localizadas na zona “0”, fração majoritária do Brasil, é importante o engenheiro de estruturas conhecer e dominar seus conceitos e prescrições, dado que podem ser aplicáveis a algum projeto de estruturas especiais ou de algum edifício localizado em zona sísmica. ☹

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Alves, F. V. Estudo de sismicidade do Brasil para revisão da ABNT NBR 15421. 2020. 175 f. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2020.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismo - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismo. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- [4] Nóbrega, P. G. B.; Santos, S. H. C.; Nóbrega, S. H. S.; Pereira, E. M. V. Conceitos a esclarecer da norma NBR 15421 - Projeto de estruturas resistentes a sismos. In: 63. Congresso Brasileiro do Concreto, 2022, Brasília. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/364337623>>
- [5] Nóbrega, P. G. B.; Souza, B. R. S.; Felipe, M. L. C.; Nóbrega, S. H. S. Sobre os mapas de perigo sísmico para o projeto de estruturas. In: 61. Congresso Brasileiro do Concreto, 2019, Fortaleza. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/336672092>>

# Um olhar crítico sobre o procedimento simplificado das forças horizontais da NBR 15421:2023

**EDUARDO M. V. PEREIRA** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0003-0436-9676> (eduardo.marquesvp@gmail.com) | UFJF  
**RODRIGO B. ANDRADE** - DOUT. - <https://orcid.org/0000-0003-3448-5205> (rodrigo31ba@gmail.com) | UNICAMP  
**PETRUS G. B. DA NÓBREGA** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-8597-0158> (petrus.nobrega@ufrn.br) | UFRN

## RESUMO

ESTE ARTIGO DISCUTE O PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO DAS AÇÕES HORIZONTAIS PRESENTE NA ABNT NBR 15421. O PROCEDIMENTO É COMPARADO COM O MÉTODO DAS FORÇAS HORIZONTAIS EQUIVALENTES EM TERMOS DE FORÇAS TOTAIS GERADAS NA BASE PARA DIFERENTES PERÍODOS DE VIBRAÇÃO, FATORES DE IMPORTÂNCIA E CLASSES DO TERRENO. ADEMAIS, OS FUNDAMENTOS DO PROCEDIMENTO E A SUA APLICABILIDADE NO CONTEXTO BRASILEIRO SÃO DISCUTIDOS E COMPARADOS COM OS PRESCRITOS PELA NORMA NORTE-AMERICANA ASCE 7-22. FOI POSSÍVEL CONCLUIR QUE A SUA APLICABILIDADE NÃO É DE TODO CONSISTENTE COM O QUE PRECONIZA A NORMA QUE SERVIU DE BASE PARA A ABNT NBR 15421, DE MANEIRA QUE ESTUDOS FUTUROS DEVEM ESTABELECEER PROCEDIMENTOS MAIS BEM EMBASADOS, DADA A DISCREPÂNCIA ENTRE O PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO E O MÉTODO DAS FORÇAS EQUIVALENTES, TAMBÉM DEMONSTRADA NESTE ARTIGO.

**PALAVRAS-CHAVE:** SISMO, DINÂMICA, PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO.

## 1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país considerado de baixa atividade sísmica, onde terremotos são infrequentes e geralmente de baixa magnitude. Ainda assim, isso não significa que esses sismos não podem danificar ou mesmo fazer colapsar edificações, de sorte que isso deve ser avaliado no projeto estrutural. Para isso, o país conta com a ABNT NBR 15421, cuja revisão foi recentemente publicada, em maio de 2023 (a partir daqui denominada como NBR 15421:2023), para prescrever os critérios de análise e dimensionamento para ações sísmicas.

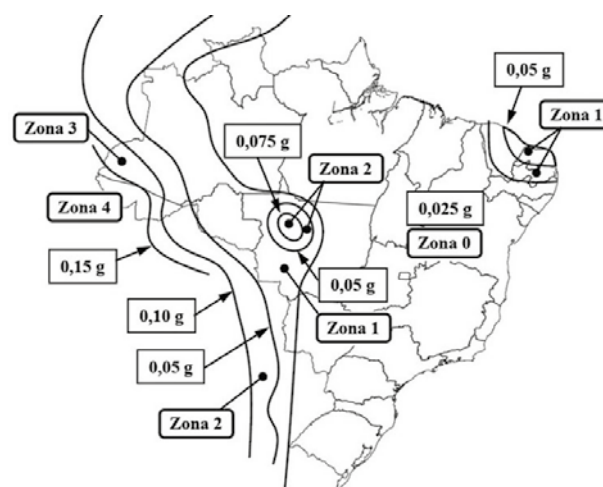
As normas técnicas internacionais acerca das estruturas sismorresistentes costumam

ser análogas. São preconizados mapas com acelerações a serem utilizadas para estimar as ações solicitantes devidas a sismos. Essas acelerações geralmente estão associadas a um período de retorno (PR). As acelerações também têm um solo de referência, classificado de acordo com o número médio de golpes de SPT nos primeiros 30 metros ou com

a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento  $\bar{v}_{s,30}$  nesse intervalo.

Por exemplo, a NBR 15421:2023 apresenta um mapa com diferentes zonas sísmicas de aceleração máxima do solo, com um PR de 475 anos (Figura 1) para um terreno rocha, em que  $\bar{v}_{s,30}$  está entre 1500 m/s e 760 m/s. Essas acelerações são utilizadas para estimar as ações sísmicas por diferentes métodos que, por sua vez, podem ser estáticos (processos aproximados e normalmente conservadores) ou dinâmicos. Após a determinação das ações, os esforços internos seguem as regras usuais de combinação daquelas.

Os critérios no tratamento das ações sísmicas variam de complexidade em função da grandeza dessa aceleração. Em regiões de menor atividade sísmica, as normas costumam dispensar a necessidade de



**FIGURA 1**  
MAPA DE ACELERAÇÃO SÍSMICA DA NBR 15421:2023

qualquer verificação sísmica ou preconizar metodologias simplificadas. Este artigo tem como objetivo discutir o procedimento simplificado atual da NBR 15421:2023, comparando-o com o da norma americana ASCE 7-22 (ASCE, 2021), indicando certas características desfavoráveis na versão brasileira, de forma a mostrar caminhos onde esta pode ser aprimorada no futuro.

## 2. O PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO

O procedimento simplificado da NBR 15421:2023 para a aplicação de carregamentos horizontais é empregado em regiões de pequena aceleração de projeto (zona 1 da norma, Figura 1). Nessas regiões, um carregamento lateral estático proporcional a 1% do peso efetivo é aplicado em cada pavimento, correspondendo assim a 0,01W de força lateral total, onde W é o peso

efetivo da edificação. Na zona 0, a zona de menor sismicidade da NBR 15421:2023, nenhuma ação lateral é necessária.

Apenas na zona 2 ou superior (onde a aceleração de projeto  $a_g$  é maior que 0,05g) é exigida a aplicação de ações sísmicas pelo método das forças equivalentes ou por processos mais rigorosos. Esses últimos levam em conta não apenas a aceleração de projeto esperada, mas também as características que a prática de engenharia reconhece como as mais importantes para solicitações sísmicas: o tipo de solo, a importância da edificação, o período de vibração e o sistema estrutural adotado. Por outro lado, o procedimento simplificado é praticamente independente dessas características citadas, e de forma mais importante, da própria aceleração de projeto esperada para a localidade.

Na ASCE 7-22, para zonas de menor sismicidade (categoria sísmica A) é exigido um carregamento lateral proporcional a 1% do peso, isto é, 0,01 W, de forma idêntica à zona 1 brasileira. Observa-se, porém, que para os EUA não há critério que absolutamente dispense esta força lateral (ela sempre será aplicada). Desta forma, embora seja plenamente aceitável que procedimentos simplificados de projeto desconsiderem certos efeitos, é de forma geral esperado que esses estejam a favor da segurança (ou, pelo menos, que não estejam contra a segurança), bem como que ofereçam uma transição relativamente suave para outras metodologias quando aplicadas.

### 3. ANÁLISE DOS PROCEDIMENTOS

#### 3.1 Descontinuidade dos carregamentos horizontais

Uma das principais críticas ao procedimento simplificado da NBR 15421:2023 está na forte descontinuidade do carregamento horizontal aplicado, conforme a zona sísmica e a sua aceleração característica de projeto ( $a_g$ ) associada, quando comparado com o método das forças laterais equivalentes, doravante denominado MFHE. Nesta seção, discute-se a presença e a consequência dessa descontinuidade para a magnitude das forças laterais totais na base.

Conforme a NBR 15421:2023, e adotando-se o MFHE, a força horizontal total na base H é dada em função do peso efetivo W e do coeficiente de resposta sísmica  $C_s$  (que atua como um coeficiente de fração do peso):

$$[1] \quad H = C_s \cdot W$$

O coeficiente  $C_s$  pode ser calculado como:

$$[2] \quad C_s = \frac{2,5 (a_{gs0}/g)}{(R/I)}$$

Onde  $a_{gs0}$  é a aceleração corrigida para o efeito do tipo de solo, g é a aceleração da gravidade, R é o coeficiente de modificação de resposta (que leva em conta o sistema estrutural) e I é o fator de importância de utilização. Observa-se que  $C_s$  varia linearmente em função de  $a_{gs0}$  e que ele ainda é limitado por um valor máximo (definido

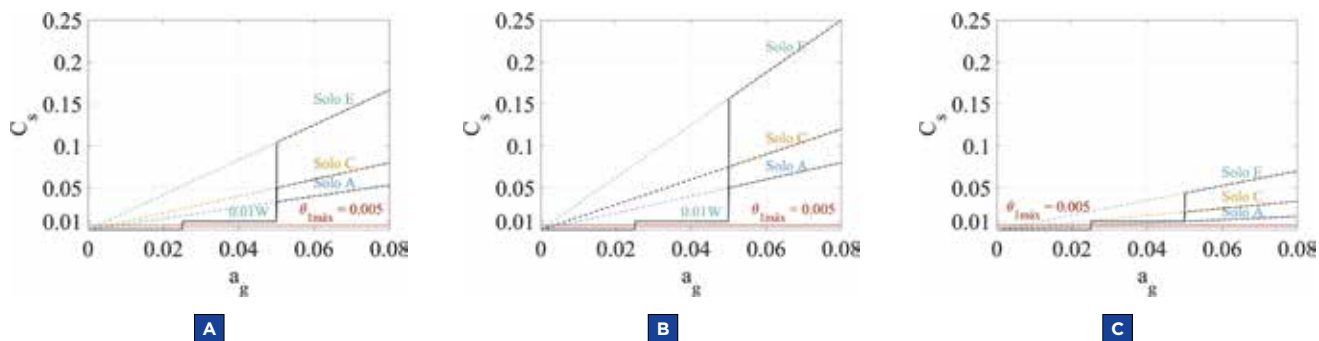
em norma), função do período de vibração da estrutura T.

Por exemplo, para uma região na zona 2 com  $a_g = 0,07g$ , para um terreno tipo C (o que leva a um  $a_{gs0} = 1,2 \cdot a_g = 0,084g$ ), para para  $R = 3$  e  $I = 1,5$ , supondo uma estrutura com período de vibração baixo ( $T = 0,2$ ) tem-se:

$$[3] \quad C_s = \frac{2,5 \cdot (0,084)}{3/1,5} = 0,11$$

Com o valor  $C_s$  não necessitando ser superior a 0,22 devido ao período da estrutura. Nesse caso, tem-se uma estrutura que receberá 11% de seu peso efetivo como força lateral total.

Na Figura 2, apresenta-se o carregamento sísmico lateral em termos do coeficiente de fração  $C_s$ , preconizado pela norma em função da aceleração  $a_g$ , dados pela linha preta em “degraus”. As linhas tracejadas azul, amarela e verde (cada cor associada a uma classe do terreno) representam qual seria o valor do carregamento se o MFHE fosse utilizado para qualquer zona de aceleração. Nas Zonas 0 e 1 (caracterizadas pelo limite  $a_g = 0,025g$ ), o procedimento simplificado é o vigente, de forma que os carregamentos laterais totais equivalem a valores nulos na zona 0 e 1% do peso total, isto é, 0,01W na Zona 1 (ver traçado preto na Figura 2). A partir da Zona 2 ( $a_g > 0,05g$ ), o carregamento horizontal (conforme o MFHE) aumenta abruptamente e se torna crescente conforme a aceleração de projeto, dependendo também de fatores como solo e importância da edificação.



**FIGURA 2**

COMPARAÇÃO ENTRE AS FRAÇÕES DO PESO EFETIVO W, PARA DIFERENTES ACELERAÇÕES DE PROJETO  $a_g$ . LINHA CHEIA: UTILIZAÇÃO DO MÉTODO SIMPLIFICADO E DO MFHE. LINHAS TRACEJADAS: CÁLCULO UTILIZANDO-SE O MFHE PARA AS ZONAS 0 E 1. (A)  $I = 1$ ,  $T = 0,2s$ ; (B)  $I = 1,5$ ,  $T = 0,2s$ ; (C)  $I = 1$ ,  $T = 1s$

Adicionalmente, o efeito do carregamento sísmico como porcentagem do peso efetivo é comparado com o efeito máximo de desaprumo exigido pela NBR 6118:2014. O carregamento devido ao desaprumo também é usualmente aplicado como uma força lateral estática. O maior ângulo de desaprumo aplicável conforme o item 11.3.3.4.1 da NBR 6118:2014 é  $\theta_{m\acute{a}x} = 1/200 = 0,005$ , que está indicado na Figura 2. Assim, esse tipo de comparação é conveniente para situar os carregamentos horizontais aplicados usualmente em edifícios baixos na prática atual de projetos brasileiros.

Inicialmente (Figura 2a) foi considerado um edifício em pórticos de concreto armado, cujo coeficiente de modificação de resposta  $R = 3$ , fator de importância  $I = 1$  (relativo a casos usuais), e período de vibração  $T = 0,2s$  (associado a edifícios baixos). Nessa figura, torna-se perceptível a descontinuidade no carregamento lateral aplicado devido ao procedimento simplificado e ao MFHE, especialmente para os solos menos rígidos.

Tal situação é indesejável por alguns fatores. O primeiro deles é que esse comportamento pode estar contra a segurança em relação ao MFHE. Na zona 0, por exemplo (onde  $a_g \leq 0,025g$ ), nenhum carregamento sísmico é aplicado, ainda que carregamentos laterais previstos pelo MFHE possam facilmente alcançar a ordem de grandeza do carregamento de desaprumo. Já na zona 1, ainda que o carregamento lateral pelo procedimento simplificado seja o dobro do atribuído ao desaprumo máximo, valores esperados pelo MFHE podem ser várias vezes maiores.

O segundo aspecto indesejado atribuído a essa descontinuidade está na sua falta de interação com parâmetros importantes como o solo, o período de vibração e a importância da edificação. No segundo caso (Figura 2b), utilizou-se um fator de importância  $I = 1,5$  associado a instituições de emergência ou segurança. Nesse caso, observa-se uma discrepância ainda maior para todas as classes do terreno, incluindo forças laterais 10 vezes maiores que 1% do peso para a zona 1 e para a classe de terreno E.

Por fim, o terceiro efeito indesejado na forte descontinuidade está na incongruência entre as diferentes regiões do país e

como elas são requisitadas para o dimensionamento sismorresistente. Tem-se uma situação onde uma mudança geográfica pequena pode provocar demasiada diferença no carregamento lateral.

Devem ser apontadas, por fim, algumas observações importantes. No terceiro caso analisado (Figura 2c), adotou-se  $T = 1s$ , característico de edifícios com maior altura. Nesse caso, o procedimento simplificado (aplicação de  $0,01W$ ) posiciona-se a favor da segurança para a classe do terreno A em relação à tendência linear do MFHE (não por acaso, no uso do MFHE na zona 2 ou acima, esse não pode resultar menor que  $0,01W$  de força lateral total). Assim, para essa situação, o fator  $0,01W$  para a zona 1 é bastante efetivo em sobrepor o efeito do carregamento esperado pelo MFHE, sem maiores descontinuidades, e ainda aplicado de forma muito mais simples ao projeto. Por outro lado, mais uma vez o procedimento simplificado resulta menor para classes do terreno associadas a solos menos rígidos (terrenos tipo “C” ou “E”).

### 3.2 Limites de aplicação do procedimento simplificado

Tendo em vista que o procedimento simplificado produz um resultado de ações frequentemente inferior ao MFHE, é importante discutir se a sua aplicação no contexto brasileiro encontra justificativa na sua origem. A norma brasileira é fortemente baseada na ASCE-7, norma norte-americana de ações e procedimentos de cálculo, portanto é relevante discutir como essa última lida com o procedimento simplificado.

A ASCE 7-22 classifica as estruturas de acordo com uma Categoria de Dimensionamento Sísmico (CDS), para que os procedimentos de cálculo variem em complexidade. Por exemplo, é mencionado que as estruturas da CDS “A” só precisam atender aos requisitos básicos do item 1.4 da norma, sendo apresentado no item 1.4.2 o procedimento simplificado preconizado pela ASCE 7. Para que uma estrutura seja da CDS “A”, as acelerações espectrais de projeto esperadas no local nos períodos de vibração de  $0,2s$  ( $S_{DS}$ ) e  $1,0s$  ( $S_{D1}$ ), que já consideram a classe de terreno local, devem ser menores que  $0,167g$  e  $0,067g$ , respectivamente.

As acelerações  $S_{DS}$  e  $S_{D1}$  são obtidas multiplicando as acelerações do mapa de

ameaça sísmica, denominadas de “Máximo Terremoto Considerado” (*Maximum Considered Earthquake*, MCE), por  $2/3$  — note-se que, a despeito da terminologia, o MCE é análogo ao mapa da NBR 15421 (Figura 1). Nesse ponto, é essencial esclarecer alguns aspectos acerca do MCE: (1) o PR das acelerações; (2) a componente horizontal de aceleração; e (3) o fator de  $2/3$ .

As acelerações MCE da ASCE 7-22 não estão relacionadas a um PR específico, mas são aquelas que fornecem uma probabilidade de colapso de 1% em 50 anos para as estruturas projetadas. Apesar disso, são acelerações da ordem de cerca de 80% a 100% do que seria, caso tivessem 2.475 anos de PR.

O segundo aspecto tem sua origem no fato de que as acelerações sísmicas apresentam, de fato, três componentes translacionais. Na norma norte-americana, a referência é a maior das componentes horizontais. A norma brasileira, apesar de não explicitar isso, mas com base no trabalho que originou o seu mapa (Alves, 2020), tem como referência a média geométrica das duas componentes de acelerações horizontais. A ASCE 7-22 menciona que a média geométrica deve ser amplificada por fatores de 1,2 a 1,3 para representar a maior das componentes.

O terceiro aspecto tem como base a suposta existência de uma margem de segurança de 50% no dimensionamento. Isto é, uma estrutura projetada para  $2/3$  MCE tem conservadorismo suficiente para resistir ao MCE. Apesar da norma não mencionar a existência dessa margem de segurança, ela é mencionada diversas vezes em publicações relacionadas (Leyendecker *et al.*, 2000; Stewart *et al.*, 2020).

Uma vez determinadas as acelerações  $S_{DS}$  e  $S_{D1}$ , a estrutura é enquadrada em uma CDS. Na seção C11.6, a ASCE-7 apresenta, de maneira qualitativa, o desempenho esperado de estruturas em cada uma das CDS. Uma estrutura de CDS “A” é aquela que, após ser submetida ao MCE, não apresentaria nenhum dano real. No item C11.7, a norma comenta que as acelerações do MCE normalmente estão abaixo daquelas associadas a danos graves para a CDS “A”.

Diante do exposto, é possível afirmar que o desempenho esperado em uma CDS “A” está condicionado às acelerações MCE, aquelas que têm cerca de 2.475 anos de PR.

Além disso, a classificação leva em conta o tipo de solo em que a edificação está localizada, uma diferente componente espectral e um multiplicador de 2/3. Qualquer tentativa de adaptar esse procedimento a outro contexto deve se atentar a esses aspectos.

Na Figura 3 são apresentados os espectros de resposta para o PR de 2.475 anos da Zona 1 (no Nordeste) e classe do terreno A a E, retirados de Alves (2020), junto com o espectro convertido para a máxima componente horizontal (superior) e esse multiplicado por 2/3 (inferior). Os fatores de amplificação de Seyhan e Stewart (2014), que serviram de base para os fatores da ASCE 7, foram utilizados para converter as acelerações para cada classe do terreno. Para classes A e E, os valores de  $\bar{v}_{s,30}$  adotados foram de 1500m/s e 150m/s, respectivamente; para as outras classes, o valor médio entre os limites foi adotado.

A título de exemplificação, a verificação da aplicabilidade do procedimento simplificado de acordo com a ASCE 7-22 é demonstrada a seguir para um terreno classe B na Zona 1 no Nordeste (Figura 3a). De acordo com Alves (2020) (Anexo A,

p. 147), as acelerações espectrais  $S_s$  e  $S_1$  na Zona 1 para terreno classe B e período de retorno de 2475 anos são 0,147g e 0,028g, respectivamente. Primeiramente, as acelerações são convertidas para a mesma componente espectral de referência da ASCE 7 utilizando os multiplicadores apresentados em seu item 21.1:

$$[4] \quad S_s = 0,147 \cdot 1,20 = 0,176g$$

$$[5] \quad S_1 = 0,028 \cdot 1,25 = 0,035g$$

Posteriormente, o multiplicador de 2/3 é aplicado para chegar nas acelerações de projeto:

$$[6] \quad S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot 0,176g = 0,117g$$

$$[7] \quad S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot 0,035g = 0,023g$$

Os valores de  $S_{DS}$  e  $S_{D1}$  são inferiores a 0,167g e 0,067g, respectivamente, portanto o procedimento simplificado poderia ser aplicado.

Caso fosse considerado uma outra classe de terreno, por exemplo a classe D, as

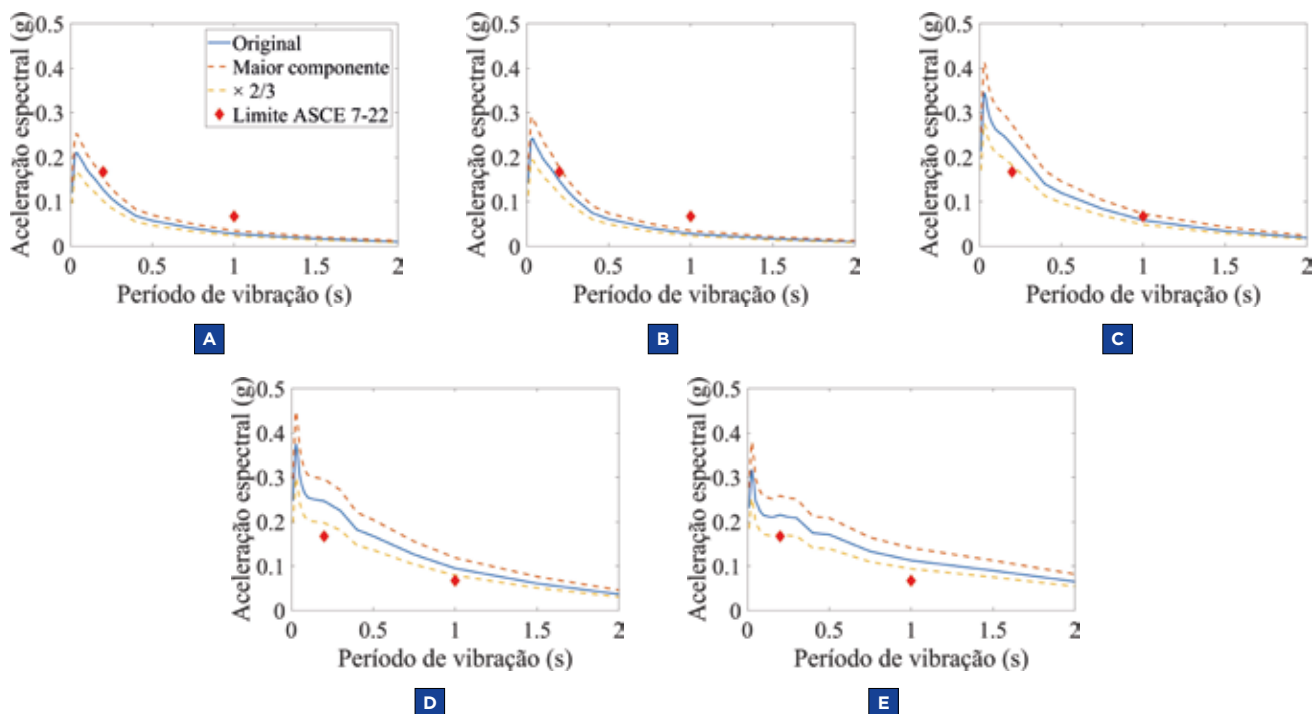
acelerações 0,176g e 0,035g deveriam ser multiplicadas por fatores que consideram o tipo de solo local. No caso do presente estudo, as acelerações devem ser convertidas primeiro para o mesmo solo de referência dos fatores,  $\bar{v}_{s,30} = 760m/s$  (Seyhan e Stewart, 2014), e depois para o solo que se deseja (considerado  $\bar{v}_{s,30} = 275m/s$ , valor médio entre os limites de uma classe D). Com base no equacionamento de Seyhan e Stewart (2014), o cálculo é:

$$[8] \quad S_{MS} = \frac{0,176g}{0,76} \cdot 1,28 = 0,296g$$

$$[9] \quad S_{M1} = \frac{0,035g}{0,67} \cdot 2,28 = 0,119g$$

Por fim, aplicando-se o multiplicador 2/3, tem-se  $S_{DS}$  e  $S_{D1}$  iguais a 0,20g e 0,08g, respectivamente. Com base nos resultados, é possível perceber que o procedimento simplificado não poderia ser aplicado.

A partir da Figura 3, é possível perceber que para a classe do terreno A (Figura 3a) os espectros estão abaixo dos limites dados pelos marcadores vermelhos, portanto o procedimento simplificado



**FIGURA 3**

ESPECTROS DE RESPOSTA E OS LIMITES DE ACELERAÇÃO PARA CDS “A” DA ASCE 7-22 (MARCADORES COR VERMELHA DE ORDENADAS 0,167g e 0,067g) E DIFERENTES TERRENOS: A) CLASSE A; B) CLASSE B; C) CLASSE C; D) CLASSE D; E) CLASSE E. A MESMA LEGENDA APLICA-SE A TODAS AS FIGURAS

poderia ser utilizado, conforme demonstrado no primeiro exemplo apresentado. Para a classe B (Figura 3b) é possível perceber que a aceleração está abaixo do limite superior para 0,2s, de maneira que o procedimento simplificado não pode ser utilizado, a menos que o multiplicador de 2/3 seja considerado. Para classes C, D e E (Figura 3c, 3d e 3e), nota-se que ambas as acelerações estão abaixo até do limite inferior, não sendo possível utilizar o procedimento simplificado.

### 3.3 O papel do procedimento simplificado no caso brasileiro

Nesta seção, discute-se o próximo tópico na comparação do critério mínimo nos EUA e no Brasil. Na ASCE 7, o carregamento mínimo é o 0,01W. No Brasil, o carregamento mínimo é, na prática, o desaprumo, o vento, e nenhum carregamento sísmico (na zona 0). Por outro lado, no Brasil, a primeira nova exigência sísmica corresponde ao carregamento de 0,01W (na zona 1). Sendo assim, é válida a pergunta: Qual o papel do carregamento de 0,01W na ASCE 7 e no Brasil? Eles têm o mesmo objetivo de servir de carregamento sísmico de projeto?

Para ajudar a iluminar as perguntas, observa-se como a força lateral de 0,01W vem sendo aplicada na ASCE 7. Seu uso teve início na versão de 1998, seção 9.5.2.5.1, descrita como  $F_x = 0,01w_x$ , onde  $w_x$  é o peso próprio gravitacional, equipamentos operacionais, e 25% do peso variável do pavimento em áreas de estocagem (de forma muito similar a NBR 15421), e aparecendo em seção dedicada ao carregamento sísmico da categoria A.

Na edição de 2002, seção 9.5.3, o critério de  $0,01w_x$  ainda estava associado ao capítulo de carregamento sísmico. Aqui, a norma nomeia o somatório de  $w_x$  como “peso sísmico efetivo da estrutura”  $W$  (peso próprio, 25% de carga variável nas áreas de estocagem e algumas definições como equipamentos permanentes). Já na edição de 2005, seção 11.7.2, o termo  $0,01w_x$  aparece no capítulo de ações sísmicas, mas  $w_x$  passa a ser definido apenas como uma porção do peso próprio (sem os termos adicionais como os 25% do peso variável). Em 2010, seção 1.4.3, o termo  $0,01w_x$  (como parcela apenas do peso próprio no pavimento) aparece no capítulo 1.4 (integridade estrutural geral). Nos comentários da versão de 2016 (seção C1.4) é mencionado explicitamente que tal seção busca providenciar um sistema de contraventamento independente de carregamentos de vento e sismo.

Percebe-se que na norma americana, o uso do termo 0,01W foi se divorciando de critérios sísmicos, para receber um caráter genérico de integridade estrutural e estabilidade contra forças gravitacionais e laterais genéricas. Enquanto isso, no Brasil ele ainda é a primeira forma simplificada de análise global devido ao sismo. É evidente que o critério de estabilidade lateral é bem atendido pela presença do vento e desaprumo na realidade brasileira. Mas, sendo assim, seria conveniente que o 0,01W seja tão independente dos fatores importantes de carregamento sísmico (solo, importância da edificação, período de vibração e aceleração esperada do solo)? Ademais, de forma discrepante em relação ao MFHE, exclua parâmetros importantes de

limites de aplicações (como solo e período de vibração)?

Se o critério simplificado no Brasil pode ser criticado nesses aspectos, seria o caso de melhorá-lo para o contexto brasileiro, em vez de admitir que esse valor fixo de porcentagem do peso seja igualmente efetivo para os eventos sísmicos excepcionais nas zonas de menor aceleração. Afinal, nossas considerações de desaprumo, vento, detalhamento estrutural e práticas construtivas são diferentes das dos EUA. Assim, é importante uma maior investigação do quanto o critério sísmico simplificado é eficiente, e se este pode ser melhorado de maneira simples.

## 4. CONCLUSÕES

No presente trabalho, discutiu-se o procedimento simplificado de aplicação das forças horizontais sísmicas da norma NBR 15421, à luz da ASCE 7. Observou-se a forte descontinuidade desse procedimento em relação ao método das forças horizontais equivalentes. Além disso, demonstrou-se certa inconsistência entre os parâmetros que limitam o uso da força simplificada no caso americano em relação à Zona 1 brasileira, no Nordeste. Por fim, apresentou-se brevemente o desenvolvimento do critério 0,01W no contexto americano, hoje praticamente independente de carregamentos sísmicos. Em seguida, buscou-se argumentar sobre a necessidade da revisão do papel do procedimento simplificado no contexto brasileiro. Este artigo não objetiva invalidar o procedimento simplificado, mas propor que ele seja mais bem avaliado. Procedimentos normativos devem ser os mais simples possíveis, mas não mais simples que isso. ☺

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ALVES, F. V. Estudo de sismicidade do Brasil para revisão da ABNT NBR 15421. 2020. 175 f. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2020.
- [2] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: Virginia: ASCE, 2022
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismo – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [5] LEYENDECKER, E. V. et al. Development of maximum considered earthquake ground motion maps. Earthquake Spectra, vol. 16, no. 1, pp. 21-40, 2000.
- [6] SEYHAN, E; STEWART, J. P. Semi-empirical nonlinear site amplification from NGA-West2 data and simulations. Earthquake Spectra, v. 30, n. 3, p. 1241-1256, 2014.
- [7] STEWART, J. P. et al. Risk-targeted alternatives to Deterministic ground motion caps in U.S. seismic provisions. Earthquake Spectra, vol. 36, no. 2, pp. 904-923, 2020.



# Projeto de revisão 2023 da ABNT NBR 15200: Mais clareza nos procedimentos e atualização textual

**PETRUS G. B. DA NÓBREGA** - PROF. TITULAR - <https://orcid.org/0000-0002-8597-0158> (petrus.nobrega@ufrn.br) | **UFRN**  
**FABRÍCIO L. BOLINA** - PROF. ADJUNTO - <https://orcid.org/0000-0002-0495-099X> (fabricio.bolina@ufsm.br) | **UFSM**

## RESUMO

**E**M 2004, FOI PUBLICADA A PRIMEIRA EDIÇÃO DA NORMA ABNT NBR 15200 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO, SENDO ELA OBJETO DE REVISÃO EM 2012. BASICAMENTE, SEU TEXTO SEGUE O DISPOSTO NO EUROCODE 2 (*DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES*), PARTE 1-2 (*GENERAL RULES — STRUCTURAL FIRE DESIGN*). EMBORA ESSA REFERÊNCIA NÃO TENHA MUDADO NOS ÚLTIMOS ANOS, OS ATUAIS MATERIAIS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL, A PUBLICAÇÃO DE DIVERSOS NOVOS DOCUMENTOS TÉCNICOS REGULAMENTADORES, E SUAS TERMINOLOGIAS, E, POR ÚLTIMO, OS DESAFIOS DOS PROJETOS CONTEMPORÂNEOS SUSCITARAM A NECESSIDADE DE MAIS UM AJUSTE DA NBR 15200. O PROCESSO DE REVISÃO PERDUROU POR TODO O ANO DE 2022, SENDO CONCLUÍDO EM 2023, E SEU TEXTO FINAL SERÁ POSTO EM CONSULTA NACIONAL. ESTE ARTIGO OBJETIVA EXPLICITAR AS PRINCIPAIS ALTERAÇÕES E AJUSTES, ADOTANDO A ESTRATÉGIA DIDÁTICA DE ORGANIZAR OS TÓPICOS NA FORMA DE PERGUNTAS E RESPOSTAS COM A INTENÇÃO DE FACILITAR A APREENSÃO DESSES CONCEITOS PELO LEITOR.

**PALAVRAS-CHAVE:** INCÊNDIO, CONCRETO, FOGO.

## 1. INTRODUÇÃO

Garantir a devida segurança contra o incêndio é um requisito fundamental para a construção civil, abrangendo as diversas disciplinas relacionadas ao projeto das edificações, como a arquitetura, as instalações hidrossanitárias, as instalações elétricas e as estruturas.

Em relação às estruturas, os objetivos almejados com o adequado projeto são vários e importantes, dentre os quais: (1) limitar o risco à vida humana; (2) limitar o risco de dano à propriedade exposta ao fogo; (3) limitar o risco às edificações adjacentes e próximas; e (4) limitar o risco às

operações das equipes de combate, salvamento e resgate durante o incêndio.

Mais especificamente, no contexto das estruturas de concreto, em 2004 ocorreu a primeira publicação da norma ABNT NBR 15200 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, sendo ela posteriormente revisada em 2012 (ABNT, 2012). Seus dispositivos guardam estreita coerência com o Eurocode 2 - *Design of concrete structures, Part 1-2 - General rules - Structural fire design* (CEN, 2004).

Embora essa referência europeia não tenha mudado nos últimos anos, os atuais materiais empregados na construção civil, a atualização dos requisitos técnicos e a publicação de diversos novos documentos regulamentadores (especialmente os definidos pelos códigos estaduais de segurança contra o incêndio e instruções técnicas dos Corpos de Bombeiros), as novas terminologias (empregadas em normas recentes associadas a essa temática) e, por último, os desafios dos projetos contemporâneos suscitaram a necessidade de um novo ajuste da NBR 15200. Bolina e Nóbrega (2023) expõem com mais detalhes o contexto de justificativa de revisão dessa norma.

A primeira reunião da Comissão de Estudo (CE) encarregada da revisão ocorreu em janeiro de 2022, seus trabalhos perduraram durante todo esse ano, sendo concluídos em maio de 2023, quando da aprovação do texto do Projeto de Revisão e seu envio para a ABNT. Em breve, todo esse processo será finalizado com a devida consulta nacional. Doravante, neste artigo, este texto será designado como PR 2023 da NBR 15200, sendo utilizado o acrônimo PR para “Projeto de Revisão”.

Todas as reuniões da CE transcorreram em um clima de cordialidade e profícua colaboração técnica, com a participação de representantes dos diversos segmentos da sociedade (profissionais, projetistas, fornecedores de produtos, membros de institutos de pesquisa, representantes de laboratórios de ensaios experimentais, acadêmicos e professores de universidades, dentre outros). Inicialmente a CE analisou um documento elaborado pelo CT 305 do IBRACON (Comitê Técnico de Segurança das Estruturas de Concreto contra Incêndio), coordenado pelo Engenheiros Alio Kimura e Fabrício Bolina. Posteriormente, analisaram-se as sugestões individuais enviadas, incorporando-as ou não ao texto final.

Importa ressaltar que, desde o início, a expectativa era proceder a uma reorganização da nomenclatura dos métodos de cálculo disponíveis, simplificar o texto e tornar mais claros os procedimentos de projeto, especialmente nos trechos que causavam dúvidas de interpretação. Enfim, uma revisão e atualização textual. Mas, dado que os critérios e métodos de projeto não sofreram profundas reformulações e suas bases técnicas e científicas estavam preservadas, esperava-se que não houvesse mudanças significativas nas metodologias, nas formulações ou nos valores tabulares.

O presente artigo tem o objetivo de explicitar quais as principais alterações e ajustes feitos no PR 2023 da NBR 15200 e, para isso, adotará a estratégia didática de organizar os tópicos na forma de perguntas e respostas com a intenção de facilitar a apreensão destas mudanças pelo leitor por meio de um formato mais leve e criativo. Destaca-se, por fim, que existe uma discussão de conceitos em cada uma das



## FIGURA 1

PAVIMENTO COM MEZANINO

FONTE: ADAPTADO DE <https://www.vivadecora.com.br/decoracao?termo=loft>

perguntas/respostas em sequência, mas que devem ser lidas com a devida crítica, pois o exaurimento dos aspectos teóricos é algo impossível de ser alcançado em poucas linhas.

## 2. SOBRE OS REQUISITOS GERAIS

**PERGUNTA 1** — No contexto dos requisitos estabelecidos para a estrutura, ela ainda deve atender às funções corta-fogo e de suporte?

**RESPOSTA** — No sentido qualitativo, sim, mas estas terminologias foram alteradas. A expressão “corta-fogo”, por exemplo, não é mais utilizada. O PR 2023 da NBR 15200 renomeou os requisitos para: 1) capacidade resistente (R); 2) integridade (E); 3) isolamento térmica (I); e 4) redução de radiação térmica (W); sendo que cada uma dessas nomenclaturas está adequadamente definida na Seção 3 - Termos e definições. Importa ressaltar que esta é apenas uma mudança na terminologia, em nada alterando os métodos e os valores tabulares anteriormente existentes. Perceba-se que a função “corta-fogo” compreendia a estanqueidade e o isolamento térmico, cujos termos foram atualizados para integridade (E) e isolamento térmica (I), respectivamente. A denominação “suporte”, por sua vez, foi alterada para capacidade resistente (R). Ademais, o PR 2023 da NBR 15200 indica que o elemento que possua um determinado tempo de

resistência ao fogo para o critério de isolamento térmica (I) possui automaticamente, no mínimo, o mesmo tempo de resistência ao fogo para o critério de redução de radiação térmica (W). Em suma, as funções permanecem, com novas designações. Ressalte-se que esta alteração foi necessária para possibilitar uma convergência das nomenclaturas que estão sendo utilizadas por outras normas técnicas regulamentadoras brasileiras, por exemplo, as utilizadas para testes laboratoriais de estruturas em altas temperaturas, bem como com o Eurocode 2, Parte 1-2.

**PERGUNTA 2** — Todos os elementos estruturais devem atender às quatro funções anteriormente citadas?

**RESPOSTA** — Não necessariamente todas. A função de capacidade resistente *sempre* é requerida, é mandatória, mas as demais só são exigidas se o elemento estrutural em análise for um elemento de compartimentação.

**PERGUNTA 3** — Pode um elemento estrutural, por exemplo, uma laje, não cumprir a função de compartimentação?

**RESPOSTA** — Em teoria, sim, mas essa pergunta deve ser respondida com cautela, pois na prática isso dificilmente ocorrerá. Pensemos em um ambiente com pé-direito duplo, duas lajes de piso, sendo uma delas um mezanino (Figura 1), que constituem um mesmo compartimento (por exemplo, um apartamento). Nestas condições, a laje

do mezanino não necessitará atender à função de compartimentação (devendo-se, no entanto, atentar para as especificações exigidas pelo Corpo de Bombeiros do estado onde a edificação se localiza). Este é um dos poucos casos em que se aplica tal fundamento. A laje inferior (de piso) e a superior (o teto, acima do mezanino) necessitarão atender à compartimentação, pois isolam este ambiente daqueles imediatamente abaixo e acima (efetivando a compartimentação vertical). No entanto, como a premissa de projeto estrutural em situação de incêndio praticado pela NBR 15200 estabelece a necessidade de o prédio ser compartimentado, na quase totalidade dos casos essa laje deverá atender a esse requisito, mesmo que ele não seja expressamente exigido pelo projeto de segurança ao incêndio.

**PERGUNTA 4** — A NBR 15200 cita o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) em inúmeras passagens. O método tabular, inclusive, fornece as informações (alturas mínimas, larguras mínimas, etc.) para os diversos valores de TRRF. Mas onde está detalhado, no texto da norma, como definir o TRRF para uma edificação?

**RESPOSTA** — Não é função primária da NBR 15200 definir o TRRF, senão o TRF (Tempo de Resistência ao Fogo). Isto cabe especialmente aos documentos e regulamentos oficiais específicos (especialmente as instruções técnicas dos Corpos de Bombeiros de cada estado) ou, na falta destes, à norma ABNT NBR 14432 (ABNT, 2001), a partir de duas informações importantes: a altura da edificação e a sua finalidade (tipo de uso), ou também de imposições que são praticadas pelo Corpo de Bombeiros para atender às situações diversas (compartimentação, isolamento de riscos, entre outros). A NBR 15200 fornece subsídios para que o engenheiro elabore o projeto das estruturas de concreto (ou seja, que possua um TRF) para um TRRF já definido. Contudo, de forma subsidiária, a NBR 15200 descreve, em seu Anexo A, o chamado “Método do Tempo Equivalente”, que se constitui em um procedimento auxiliar para redução do TRRF em, no máximo, 30 min. Esta redução se deve ao aspecto benéfico que a arquitetura (pé direito, área em planta, aberturas, entre outros) e o projeto de segurança ao incêndio (brigadistas, chuveiros automá-

ticos, entre outros) podem propiciar na magnitude das temperaturas do ambiente em situação de incêndio. A Figura 2 ilustra as instruções técnicas dos estados de SP, RJ e RN, e a Figura 3 apresenta a tabela que serve ao estado de SP para a definição deste TRRF.

**PERGUNTA 5 — O TRRF da minha edificação pode ser sempre reduzido em 30 min, conforme a possibilidade indicada na Pergunta 4 anterior?**

**RESPOSTA —** Compete ao engenheiro de estruturas avaliar a aplicabilidade da redução de 30 min do TRRF extraído dos documentos e regulamentos oficiais que são praticados pelo Corpo de Bombeiros. Somente quando analiticamente demonstrado que a otimização do TRRF for aplicável na respectiva edificação, é que a redução pode ser feita. Diferentemente do que algum projetista possa interpretar, a simples existência do Anexo A da NBR 15200 não significa que a edificação será projetada com um “TRRF reduzido em 30 min”. É obrigatória a validação por parte do projetista estrutural, aplicando as equações constantes do Anexo A dessa norma. Contatar um projetista de segurança contra incêndio para a respectiva edificação é de grande importância para o esclarecimento de qual TRRF ela deve atender.

### 3. SOBRE AS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

**PERGUNTA 6 — Aconteceu alguma mudança na Seção 6 - Propriedades dos materiais?**

**RESPOSTA —** Em essência, não, apenas alguns ajustes de texto (pequenas correções no português ou na notação de algumas variáveis). O Anexo B - Diagrama tensão-deformação do concreto teve sua tabela corrigida para os valores constantes no Eurocode 2 (CEN, 2004).

### 4. SOBRE O MÉTODO TABULAR

**PERGUNTA 7 — As tabelas do método tabular foram alteradas?**

**RESPOSTA —** Em relação aos valores numéricos, não. Aconteceram algumas correções ou acréscimos no texto e nas notas das tabelas a fim de esclarecer certos pontos de interpretação equivocada. Pode-se afirmar que as tabelas são as mesmas, com melhor suporte textual para a sua utilização.

**PERGUNTA 8 — Considerando o pavimento exemplificado na Pergunta 3 anterior (que possui o mezanino), o que muda na aplicação do método tabular se a laje fizer parte, ou não, da compartimentação?**

**RESPOSTA —** Se ela fizer parte da compartimentação, ela deve atender às

indicações de  $h_{min}$  (altura mínima),  $c_1$  (distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo) e  $b_{min}$  (largura mínima, quando aplicável, que é o caso típico das nervuras das lajes nervuradas). Caso não haja a exigência, o que dificilmente ocorrerá, somente os valores de  $c_1$  e  $b_{min}$  (este quando aplicável, se laje nervurada) devem ser respeitados para que a estrutura atenda à propriedade de capacidade resistente ( $R$ ). Nesse último caso, a altura da laje ( $h_{laje}$ ) poderá ser a obtida pelo cálculo na temperatura ambiente conforme a ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023). Por exemplo, admitindo uma laje maciça contínua e o TRRF = 90 min, tem-se, pela Tabela 7 da NBR 15200, que  $h_{min} = 100$  mm e  $c_1 = 15$  mm. No caso da laje do mezanino da Pergunta 3,  $h_{laje}$  não precisaria atender ao valor de 100 mm, guiando-se exclusivamente pelos requisitos da NBR 6118.

**PERGUNTA 9 — É permitida a consideração do revestimento no cálculo da distância  $c_1$  da armadura dos elementos estruturais?**

**RESPOSTA —** É permitida para todos os elementos, desde que resguardada a efetividade do revestimento, de acordo com a norma específica do material empregado.



A



B



C

## FIGURA 2

EXEMPLOS DE INSTRUÇÃO TÉCNICA PARA DEFINIÇÃO DO TRRF

## ANEXO B

### Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF)

Tabela para a classificação detalhada das ocupações (Grupo e Divisão), consultar a Tabela 1 do Regulamento de Segurança contra Incêndio

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo $h_s$		Altura da edificação $h$							
			Classe S <sub>2</sub> $h_s > 10m$	Classe S <sub>1</sub> $h_s \leq 10m$	Classe P <sub>1</sub> $h \leq 6m$	Classe P <sub>2</sub> $6m < h \leq 12m$	Classe P <sub>3</sub> $12m < h \leq 23m$	Classe P <sub>4</sub> $23m < h \leq 30m$	Classe P <sub>5</sub> $30m < h \leq 60m$	Classe P <sub>6</sub> $60m < h \leq 120m$	Classe P <sub>7</sub> $120m < h \leq 150m$	Classe P <sub>8</sub> $150m < h \leq 250m$
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180
		C-2 e C-3	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-4	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8, F-10 e F-11	90	60	60	60	60	90	120	150	180	-
		F-3, F-4 e F-7	90	60	Ver item A.2.3.3.		30	60	60	90	120	-
		F-9	90	60	30	60	60	90	120	-	-	-
		G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60	30	30	30	30	60	120	120	150
		H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
H	Serviços de saúde e institucionais	H-2, H-3, H-5 e H-6	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
		I-1	90	60	30	30	30	60	120	-	-	-
I	Industrial	I-2	120	90	30	30	60	90	120	-	-	-
		I-3	120	90	60	60	90	120	120	-	-	-
		J-1	60	30	Ver item A.2.3.4.		30	30	60	-	-	-
J	Depósitos	J-2	90	60	60	60	60	60	60	-	-	-
		J-3	90	60	60	60	60	120	120	-	-	-
		J-4	120	90	60	60	90	120	120	-	-	-
		L-1, L-2 e L-3	120	120	120	-	-	-	-	-	-	-
L	Explosivos	M-1	150	150	150	-	-	-	-	-	-	-
		M-2	-	-	120	120	-	-	-	-	-	-
		M-5	120	90	60	60	90	120	-	-	-	-
		M-3	120	90	90	90	120	120	120	150	-	-
K	Energia	K-1	120	90	90	90	120	120	120	150	-	-

**NOTAS:**  
 1) Casos não enquadrados serão definidos pelo SSCI do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo;  
 2) O TRRF dos subsolos e sobressolos não pode ser inferior ao TRRF dos pavimentos situados acima do solo (ver item 5.12);  
 3) Para indústria ou depósito com inflamáveis, considerar I-3 e J-4, respectivamente.

### FIGURA 3

EXEMPLO DA TABELA PARA A DEFINIÇÃO DO TRRF NAS EDIFICAÇÕES

**PERGUNTA 10** — É permitida a consideração do revestimento no cálculo das dimensões mínimas dos elementos estruturais?

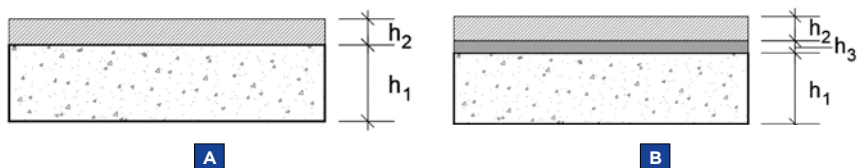
**RESPOSTA** — Para lajes lisas, lajes cogumelo ou pilares não é permitida tal consideração, seja que revestimento for. É permitida para as lajes maciças ou nervuradas, e vigas, desde que respeitadas certas condições, essencialmente a da qualidade da aderência deste revestimento, que deve atender às normas específicas (e listadas na NBR 15200). De qualquer forma, o PR 2023 da NBR 15200 expandiu o texto anterior detalhando melhor o revestimento à base de gesso (250% de eficiência relativa ao concreto) e acrescentando: “outros revestimentos (como tintas contra fogo, mantas cerâmicas, argamassas à base de vermiculita ou de fibras, entre outros)

devem ser laboratorialmente testados por procedimentos propostos por normas regulamentadoras consagradas”.

**PERGUNTA 11** — É possível considerar o revestimento (contrapiso) de uma laje na determinação de suas dimensões mínimas, seja quando ele for aderente, seja quando não aderente (com uma

manta acústica entre a laje e o contrapiso, por exemplo)?

**RESPOSTA** — A espessura do contrapiso não pode ser considerada nas dimensões mínimas das lajes lisas ou cogumelo, em qualquer hipótese. Pode ser considerado para as lajes maciças ou nervuradas, tanto na definição do  $h_{min}$  quanto do  $c_r$ , desde que ele seja aderente. Neste caso,



### FIGURA 4

CONSIDERAÇÕES SOBRE O REVESTIMENTO NOS CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DAS LAJES

FONTE: PROJETO DE REVISÃO 2023 DA NBR 15200

segundo a Figura 4a, pode-se tomar  $h_{\text{laje}} = h_1 + h_2$ , sendo  $h_1$  a espessura da laje, em si, e  $h_2$  a espessura do revestimento. Para os contrapisos não aderentes, por exemplo, quando mantas acústicas ou de impermeabilização são instaladas na sua interface com a superfície da laje (Figura 4b e Figura 5), também pode ser aplicado o mesmo critério ( $h_1 + h_2$ ) para a definição da espessura, desprezando-se a espessura da manta ( $h_3$ ). Entretanto, as espessuras do revestimento ( $h_2$ ) e da manta ( $h_3$ ) não poderão ser consideradas na definição de  $c_1$ .

**PERGUNTA 12** — A NBR 15200 indica claramente que a sua Tabela 8 é para lajes lisas ou cogumelos. Fácil de compreender quando se tem uma laje maciça. Mas qual tabela utiliza-se quando no projeto existem lajes nervuradas sem vigas?

**RESPOSTA** — A NBR 6118 apresenta a definição de lajes lisas e cogumelo: “Lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis”. Ou seja, as lajes lisas e cogumelo são aquelas que se apoiam diretamente nos pilares, sem vigas, independentemente de serem maciças ou nervuradas (ambas estão incluídas nesta definição, Figura 6). Perceba-se que a Tabela 8 da NBR 15200 indica alturas mínimas maiores quando comparadas às lajes maciças com vigas e isto se dá especialmente pelas solicitações características que essas lajes sofrem. Assim, a princípio, essa Tabela 8 também deve ser seguida para as lajes nervuradas que não possuem viga, especificamente na região dos pilares ou no trecho no qual ocorre



A



B

## FIGURA 6

LAJE-COGUMELO DO TIPO MACIÇA (A) E NERVURADA (B)

FONTE: AUTORES (2023)

punção (onde normalmente a laje não tem nervuras, sendo, portanto, tratada como maciça – i.e., laje lisa ou cogumelo – naquela região). Trata-se de garantir a capacidade resistente.

**PERGUNTA 13** — Por que a Tabela 12 da NBR 15200 (para pilares) só contempla “uma face exposta ao fogo”? O que fazer quando o pilar possuir mais de uma face exposta?

**RESPOSTA** — De fato, a Tabela 12 só considera os pilares com uma face exposta ao fogo. Frisa-se que este é o método tabular simples e, para pilares em outras situações podem ser aplicados o método tabular geral, descrito no Anexo E, ou o método analítico constante na Seção 8. Por último, caso o engenheiro projetista prefira, ele pode ainda seguir o Eurocode 2, Parte 1-2, que indica valores tabulares para pilares com mais de uma face exposta ao fogo. Adianta-se, porém, que os valores mínimos de largura indicados são significativamente conservadores, o que estimula o uso do método analítico ou do tabular geral.

**PERGUNTA 14** — Por que a Tabela 13 da NBR 15200 (para pilares-parede) só contempla uma ou duas face expostas ao fogo? Como viabilizar os pilares-parede com mais de uma face exposta ou os pilares-parede compostos?

**RESPOSTA** — Os trabalhos técnicos sobre os efeitos do incêndio em pilares-parede são pouquíssimos, havendo uma deficiência teórica sobre este tema. De qualquer forma, os estudos indicam que o mais relevante para os pilares-parede são as faces maiores (não as menores). Assim, o projetista pode se guiar essencialmente

pela exposição dessas faces (as maiores) quando do uso da Tabela 13. O PR 2023 da NBR 15200 adicionou um parágrafo acerca dos pilares-parede compostos (Figura 7), indicando que a análise deve ser feita para cada uma das lâminas e o resultado individual mais desfavorável adotado para todo o pilar-parede.

## 5. SOBRE O MÉTODO ANALÍTICO E O MÉTODO DO TEMPO EQUIVALENTE

**PERGUNTA 15** — O método simplificado de cálculo foi excluído do PR 2023 da NBR 15200?

**RESPOSTA** — Não, ele apenas teve o nome



## FIGURA 7

PILAR-PAREDE COMPOSTO

FONTE: AUTORES (2023)



## FIGURA 5

LAJE COM MANTA ACÚSTICA

FONTE: ADAPTADO DE <https://portalachustica.info/contrapiso-flutuante/>

alterado, passando a ser chamado "Método Analítico Geral". Destaca-se que o método analítico para pilares foi mantido, sem qualquer modificação.

**PERGUNTA 16** — O Método do Tempo Equivalente, indicado no Anexo A, era um pouco confuso quando definia a variável "h" como a altura do piso habitável mais elevado da edificação. Que piso habitável? Altura em relação a que referência?

**RESPOSTA** — Este texto resultou muito mais claro no PR 2023 da NBR 15200:

"h é a altura contada a partir do pavimento habitável mais baixo até o piso do último pavimento habitável". Além disso, indicou-se: "Na medição da altura h da edificação, não serão considerados; (I) os subsolos destinados a estacionamento de veículos, vestiários, instalações sanitárias e áreas técnicas sem aproveitamento para quaisquer atividades ou permanência de pessoas; (II) pavimentos superiores destinados, exclusivamente, a áticos, casas de máquinas, barriletes, reservatórios de água e semelhantes; (III) mezaninos cuja área não ultrapasse 1/3 (um terço)

da área do pavimento onde se situa; (IV) o pavimento superior da unidade dúplex do último piso de edificação de uso residencial multifamiliar".

## 6. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou os principais pontos de alteração do Projeto de Revisão 2023 da NBR 15200, discutindo-os na forma de perguntas e respostas, um formato diferente; porém, leve e didático. Espera-se que, desta forma, a compreensão das modificações e novidades sejam apreendidas de maneira mais fluida e intuitiva. ☺

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de Revisão da NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- [5] Comitê Europeu de Normalisation. Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design (EN 1992-1-2:2004:E). Brussels: CEN, 2004.
- [6] Bolina, F. L.; Nóbrega, P. G. B. Ajustes na luta contra o fogo. Revista Estrutura, v. 12, Mar. 2023. São Paulo: ABECE, 2023.



### Quem somos?

Atuamos em toda região norte, fornecendo soluções em consultoria, projetos e fornecimento de materiais. Com mais de 25 anos no mercado, nossa equipe técnica, tem vasta experiência nos diversos tipos de obra.

### Algumas de nossas obras:



**Estádio Olímpico Mangueirão**  
Belém - PA



**Campo do Azulão**  
Planta de GN - ENEVA  
Silves - AM



**Basílica de Nossa Senhora Aparecida**  
Aparecida - SP

### #CONCRETONAFLORESTA

☎ (92) 98117-7532    📷 @amtechmao

✉ atendimento@amtechmao.com



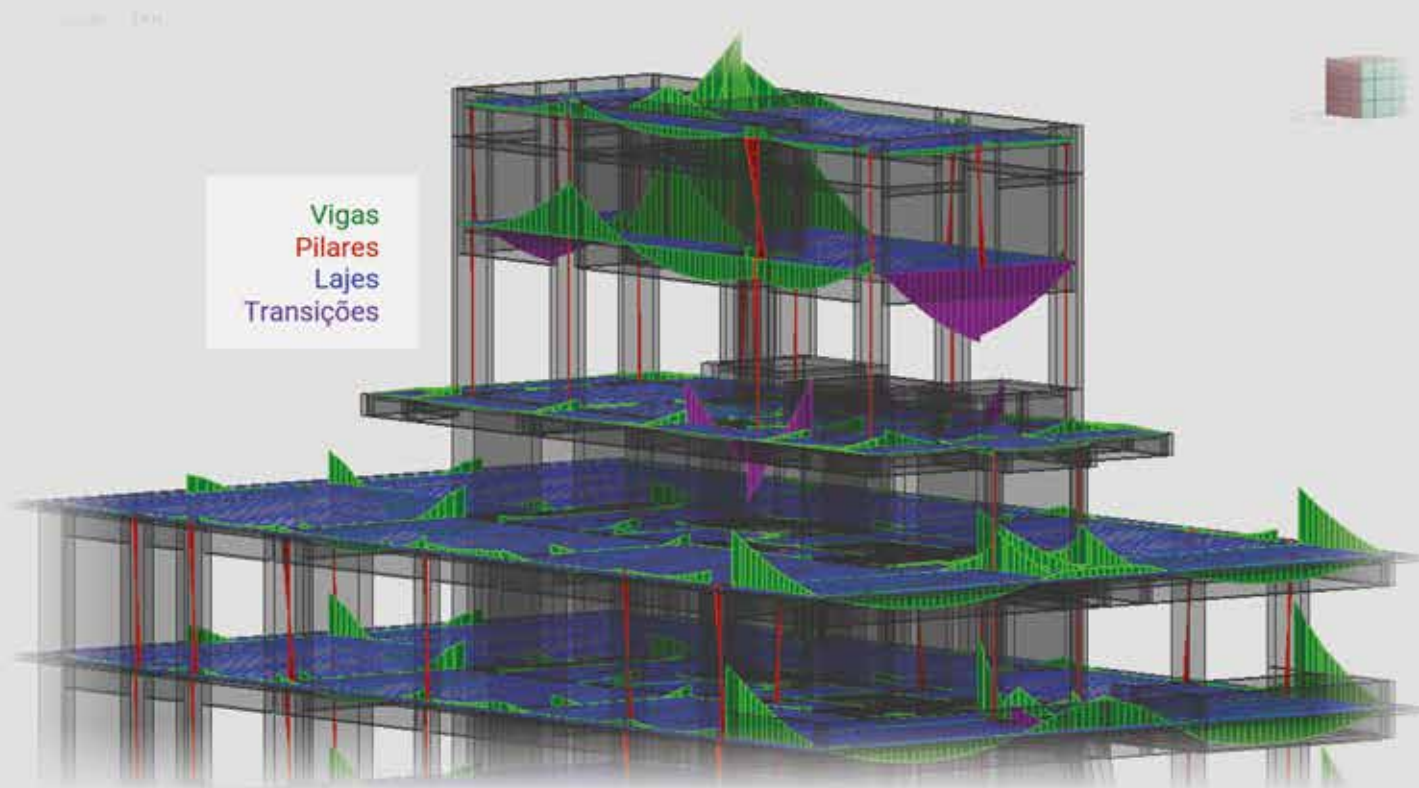


Nova Versão V24.



Otimizando o que mais interessa.

Visualizador de Pórtico Espacial e Grelha | Normas | Plotagem  
Desktop - Painel Central | Edifício | Pilares | Vigas | Lajes  
Fundações | BIM | 3D-Cloud-Viewer | Análise Incremental  
TQS Advanced | Alvest | Paredes de Concreto | Outras Novidades



## Como funciona o processo de normalização?

FÁBIO LUÍS PEDROSO - EDITOR - <https://orcid.org/0000-0002-5848-8710> (fabio@ibracon.org.br)

**A** normalização é um processo de formulação e aplicação de regras para estabelecer as condições que possibilitem que um produto, projeto, processo, sistema, pessoa, bem ou serviço atendam às finalidades a que se destinam.

O produto da normalização é a norma, documento estabelecido por consenso entre as partes interessadas (governo, indústrias, consumidores e academia) no bem ou serviço e aprovado por um organismo reconhecido para tal fim - no Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

“A normalização é um processo que permite a sociedade sua autorregulação por ser uma iniciativa do próprio setor, que percebe nas normas técnicas o resultado registrado de debates que elevam os níveis de segurança e melhoram a qualidade, buscando apresentar soluções consensuadas tecnicamente para o atendimento de pleitos do mercado”, define o presidente da ABNT, Mário William Esper.

A primeira norma brasileira foi sobre cálculo e execução de obras de concreto armado (NB-1), discutida e aprovada na 2ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios, realizada em São Paulo, em 1940. A iniciativa de propor um texto-base de projeto de norma para discussão coube aos engenheiros civis como Paulo Sá, Fernando Lobo Carneiro (Instituto Nacional de Tecnologia) e Telemaco van Langendonk (Associação Brasileira de Cimento Portland), entre outros.

Nesta reunião, houve também a iniciativa de criar uma entidade responsável por atender as demandas e coordenar os trabalhos para elaboração, discussão, aprovação e publicação de normas técnicas - a ABNT.

Em 24 de agosto de 1992, a ABNT recebeu do Governo Federal, por meio da Resolução nº 7 do Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Conmetro), o título de Único Foro Nacional de Normalização no Bra-



Profissionais participam remotamente de reunião de Comissão de Estudos da ABNT

sil. O título reconhece a ABNT como uma associação civil sem fins lucrativos, com a missão de prover a sociedade brasileira de conhecimento sistematizado, por meio de documentos normativos e avaliação da conformidade de bens e serviços.

“A ABNT é uma entidade privada, que não compõe a administração pública direta ou indireta. Dessa forma, ela não tem poder e expedir documentos legais, não cabendo ainda a ela qualquer poder de fiscalização”, esclarece Esper.

A iniciativa de qualquer norma deve partir das pessoas interessadas na melhoria dos processos produtivos e na segurança, qualidade, confiabilidade e eficiência de produtos e serviços. São essas partes interessadas - pessoas, empresas, entidades ou organismos - que demandam da ABNT a elaboração de uma norma. São elas também que se reúnem para discutir o tema e propor o texto-base que vai servir de projeto de norma, que após ser submetido à consulta pública e aprovado por consenso, vira norma válida.

O interesse no processo, realizado conforme princípios internacionais de normali-

zação, é a percepção das partes sobre os benefícios decorrentes da existência de uma norma, dentre os quais: “a redução de desperdícios, o aumento da qualidade de bens e serviços por meio da utilização de métodos reconhecidos e aceitos por todos os elos da cadeia, aumentando assim a confiança dos clientes e contribuindo para a segurança no trabalho, uma vez que um documento técnico consolida tecnologias e aperfeiçoa técnicas, aprimorando a produtividade”, argumenta Esper.

### COMITÊS TÉCNICOS

Para a realização do processo de normalização, a ABNT conta com os Comitês Técnicos, órgãos de coordenação, planejamento e execução das atividades de normalização técnica, responsáveis por engajar as partes interessadas para atender as demandas da sociedade para elaboração de normas técnicas.

Os Comitês Técnicos são formados por estruturas de normalização - as Comissões de Estudo - que é onde se reúnem as partes interessadas para propor, discutir e aprovar as normas técnicas, bem como



para atualizar e revisar as normas em vigor.

O setor de construção civil é representado na ABNT pelos Comitê Brasileiro de Construção Civil (CB-002) e Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados (CB-018), bem como pelas Comissões Especiais Execução e Inspeção de Estruturas Especiais de Concreto, Mistas, de Alvenaria e de Pedra (CEE-169), Materiais não Convencionais para Reforço de Estruturas de Concreto (CEE-193) e de Projeto de Estruturas Metálicas, de Madeira, de Concreto e Mistas e Inspeção de Estruturas Metálicas, de Madeira e Mistas (CEE-231), entre outros.

O CB-02 foi criado estatutariamente em 06 de maio de 1968 para elaborar normas no campo das edificações, compreendendo terminologia, projeto de estruturas, organização de informações de projeto e construção, requisitos geométricos gerais para construção, requisitos de desempenho de sistemas construtivos, entre outros temas.

Deste âmbito, estão excluídos os produtos, componentes e materiais utilizados em edificações, como os compósitos à base de cimento (como o concreto), seus materiais constituintes (como o cimento e agregados) e seus produtos (como blocos, painéis, tubos), cuja terminologia, classificação, requisitos, procedimentos, métodos de ensaio e generalidades cabe ao CB-18, criado estatutariamente em 27 de outubro de 1978.

Nas páginas dos Comitês na internet ([www.abnt.org.br/normalizacao/comites-tecnicos](http://www.abnt.org.br/normalizacao/comites-tecnicos)), é possível acompanhar o andamento dos projetos em discussão na ABNT e entrar em contato. Por exemplo, no CEE-169, secretariado pelo Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, estão sendo elaborados os projetos para as normas “Inspeção de túneis revestidos em concreto” e “Inspeção de estruturas hidráulicas em concreto”; já, os textos-base dos projetos de norma “Prova de carga estática em estruturas de concreto” e “Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto” estão em Consulta Nacional e análise da Consulta Nacional.

## PROCESSO DE NORMALIZAÇÃO

O processo para elaboração ou revisão de uma norma começa com a iniciativa de uma pessoa, empresa, entidade ou organismo regulamentador. Esta deve encaminhar uma solicitação à Gerência de Planejamento e Projetos, preenchendo o Formulário de Demanda.

**TABELA 1**

COMISSÕES DE ESTUDO DOS COMITÊS BRASILEIROS DE CONSTRUÇÃO CIVIL E CIMENTOS, CONCRETOS E AGREGADOS RELACIONADOS AO CONCRETO E ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO

ABNT/CB-002 - Construção Civil	ABNT/CB-018 - Cimentos, Concretos e Agregados
Ações e segurança nas estruturas	Cimento, matérias primas e adições
Segurança nas estruturas resistentes a sismos	Cimento para poços petrolíferos
Forças devidas ao vento em edificações	Calda de cimento para injeção
Alvenaria estrutural - blocos de concreto - projeto e execução	Cimento para cimentação de poços petrolíferos
Parede de concreto	Agregados para concreto e argamassa
Alvenaria estrutural	Métodos de análise química de agregados
Execução de desenhos para obras de concreto simples e armado	Métodos físicos e mecânicos de agregados
Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldadas	Agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil
Cargas móveis em pontes rodoviárias	Equipamentos para ensaios de peneiramento
Ações para o cálculo de estruturas de edifícios	Controle da qualidade do concreto
Projeto e execução de estruturas de concreto	Métodos de ensaio de concreto
Reformas em edificações	Concreto autoadensável
Parede de concreto celular	Concreto compactado com rolo
Execução de estruturas de concreto	Classificação de concretos
Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras	Durabilidade do concreto
Sistema construtivo de PVC concreto	Concreto leve
Desempenho de edificações	Concreto massa
Manutenção de edificações	Concreto de alto desempenho
—	Concreto dosado em central
—	Concreto reforçado com fibras
—	Concreto projetado
—	Concreto sujeito a radiação
—	Aditivos para concreto
—	Água para produtos à base de cimento
—	Laje
—	Telhas de concreto
—	Blocos de concreto
—	Tubos e aduelas de concreto
—	Elementos de concreto para manutenção e inspeção de sistemas enterrados
—	Pavimentos permeáveis de concreto
—	Placas de concreto para piso
—	Produtos de cimento Portland reforçados por fibras, fios ou filamentos
—	Lajes alveolares e painéis pré-fabricados de concreto
—	Blocos de concreto celular autoclavado
—	Estacas pré-fabricadas de concreto
—	Galerias técnicas pré-fabricadas de concreto
—	Gerenciamento ambiental de cimento e concreto

O IBRACON, por meio de seus Comitês Técnicos, tem tradicionalmente contribuído com o processo de normalização. Nesses Comitês são propostas, discutidas e elaboradas Práticas Recomendadas, publicações que visam orientar os profissionais sobre a aplicação de produtos e serviços relacionados ao concreto e suas estruturas.

Os membros dos Comitês do IBRACON têm frequentemente acionado a ABNT e participado de suas Comissões de Estudo, inclusive levando experiências e conhecimentos alcançados na elaboração das Práticas Recomendadas.

A pertinência da demanda é analisada pela ABNT e, sendo viável, é levada ao Comitê Técnico correspondente para inserção em seu Programa de Normalização Setorial. Se não houver Comitê Técnico relacionado com a demanda, a ABNT propõe a criação de um novo.

O assunto é, então, discutido amplamente pelas Comissões de Estudo, com participação aberta a qualquer interessado, até atingir o consenso, gerando um Projeto de Norma.

Desde 2017, é possível participar remotamente das reuniões dos Comitês de Estudo. Para participar, basta fazer a solicitação à Comissão de Estudo pelo link [www.abntonline.com.br/normalizacao](http://www.abntonline.com.br/normalizacao).

“A possibilidade de participação remota em reuniões potencializou a contribuição das partes, agregando maior representatividade, capilaridade e transparência ao processo de elaboração de normas técnicas”, complementa Esper.

Os trabalhos das Comissões de Estudo podem ser acompanhados à distância pelo ABNT Livelihood (<https://isolutions.iso.org>).

O Projeto de Norma é editorado e submetido à Consulta Nacional, fase em que todas as partes interessadas que não participaram das reuniões para sua elaboração podem acessá-lo para examiná-lo e emitir suas considerações.

Segundo Mario William, “as partes que se manifestam durante o processo de Consulta Nacional e emitem comentários técnicos recebem retorno acerca da inclusão ou não, com a devida justificativa, após a análise da Comissão de Estudo”.

A Consulta Nacional é realizada pela internet por meio do link: [www.abnt.org.br/consultanacional](http://www.abnt.org.br/consultanacional).

Todos os que se manifestaram durante a Consulta Nacional são convidados para reunião de deliberação, quando o Projeto de Norma é votado para ser aprovado ou não como Documento da ABNT.

Por fim, o Projeto de Norma, com as sugestões aceitas, é homologado e publicado pela ABNT.

Todo esse processo é dinâmico, isto é, está em constante evolução, pois a qualquer momento uma norma técnica pode ser desenvolvida (nova norma), atualizada (revisão de norma) ou adequada (emendas às normas), desde que haja justificativa embasada tecnicamente.

“A importância da contribuição de todas as partes interessadas reside em se buscar todos os pontos de vista abordados por uma norma técnica, uma vez que os benefícios da normalização serão alcançados na medida em que ela de fato traduza as expectativas da sociedade”, arremata Esper. ©

# NO PRUMO

Compartilhar teoria e prática da construção civil, com leveza, didatismo e criatividade. Esta é a proposta do livro “No Prumo”.

O livro é dividido em duas partes. A primeira traça a história da construção no Brasil e sua relação com a cultura. A segunda revela, na prática, os conceitos e as técnicas consolidadas ao longo dessa história.

A publicação oferece uma leitura atual de temas que vão do projeto e da análise de solo aos serviços de concretagem, sistemas construtivos e sustentabilidade.

Com textos de Paulo Helene, professor titular da USP e diretor-presidente do IBRACON, e diretor da PhD Engenharia, e de Guilherme Aragão, jornalista e escritor, especialista em formação política e econômica do Brasil.

**FORMATO:** 21 x 29 cm

**PÁGINAS:** 170

**ANO:** 2017

**VENDAS:** Loja virtual ([www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br))



PRODUÇÃO



PATROCÍNIO



REALIZAÇÃO



# “Coretec Tools — Concreto Armado”: Uma plataforma online para auxílio no projeto **de vigas de concreto armado conforme as prescrições da NBR 6118**

**PAMELA I. NASCIMENTO** - Disc. - <https://orcid.org/0009-0006-5666-5185>;

**WANDERLEI M. PEREIRA JR** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-7404-3666> ([wanderlei\\_junior@ufcat.edu.br](mailto:wanderlei_junior@ufcat.edu.br));

**WALTER ALBERGARIA JR** - Disc. - <https://orcid.org/0000-0002-4915-4372>;

**MATEUS P. DA SILVA** - Disc. - <https://orcid.org/0009-0004-9162-1677> | **UFCA**

**DANIEL DE L. ARAÚJO** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-6802-4637> | **UFG**

**MAURICIO DE P. FERREIRA** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0001-8905-9479> | **UFPA**

## RESUMO

**N**ESSE TRABALHO, É APRESENTADO UM APLICATIVO ONLINE PARA AUXÍLIO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO CONFORME AS PRESCRIÇÕES DA ABNT NBR 6118 E DEMAIS NORMAS PERTINENTES AO ASSUNTO. A INTERFACE FOI CONSTRUÍDA EMPREGANDO PARADIGMAS DE PROGRAMAÇÃO ATUAIS QUE PERMITEM UMA BOA INTERAÇÃO ENTRE O USUÁRIO E O COMPUTADOR. O FRAMEWORK EMPREGADO FOI O LARAVEL, QUE É BASEADO EM LINGUAGEM PHP. O PROCEDIMENTO ELABORADO NESTE APLICATIVO PERMITE O DIMENSIONAMENTO EM CISALHAMENTO, FLEXÃO PURA E DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DA ARMADURA. O APLICATIVO INFORMA EM FORMATO DE RELATÓRIO TODAS AS ETAPAS DE CÁLCULO E PONTOS DE ATENÇÃO NO PROJETO ESTRUTURAL, PERMITINDO QUE ENGENHEIROS E ALUNOS DE ENGENHARIA POSSAM FAZER SEUS ESTUDOS PARAMÉTRICOS CHEGANDO NO DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DO ELEMENTO DE VIGA. A ESTRUTURA DO APLICATIVO PERMITE TAMBÉM O CRESCIMENTO DA PLATAFORMA PARA OUTRAS ÁREAS DO CONHECIMENTO. DIVERSOS TESTES FORAM REALIZADOS NA PLATAFORMA DE FORMA A VERIFICAR A EFICÁCIA PARA OS PROBLEMAS IMPLEMENTADOS. TODOS OS RESULTADOS FORAM COMPARADOS COM BIBLIOGRAFIAS CONSOLIDADAS DO ASSUNTO MOSTRANDO QUE O SISTEMA APRESENTA RESULTADOS SÓLIDOS DO PONTO DE VISTA TEÓRICO.

**PALAVRAS-CHAVE:** CORETEC TOOLS, CONCRETO ARMADO, VIGAS, DIMENSIONAMENTO, ESTADO LIMITE.

## 1. INTRODUÇÃO

Em grau elevado de difusão pelo mundo, o concreto é um material encontrado de maneira significativa na maioria das obras civis, devido à sua capacidade de adaptação às diversas concepções arquitetônicas, por meio da sua propriedade de trabalhabilidade no estado fresco e da sua habilidade de se tornar no estado seco uma “pedra” artificial de alta resistência. Isso faz com que o concreto seja um material de grande utilização no mundo, perdendo apenas para a água [1].

Para garantir a segurança e a vida útil das peças de concreto armado, é de suma importância que seu detalhamento seja eficaz e preciso, aspectos esses que são auxiliados e obtidos com os avanços e desenvolvimento da tecnologia. Antes, os projetos estruturais eram desenvolvidos de forma manual, o que acarretava em projetos demorados, que gastavam dias ou semanas para serem criados e apresentarem resultados confiáveis. Com a implementação de ferramentas informatizadas, os cálculos matemáticos, a análise de resultados e as tomadas de decisões se tornaram processos rápidos e menos propensos a erros, tornando-se um auxílio indispensável para a Engenharia de Estruturas [2].

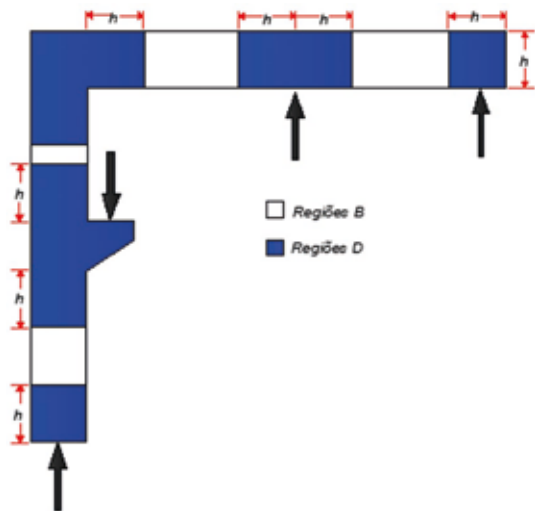
A partir deste cenário, conclui-se que devido à relevância que o concreto arma-

do apresenta, ferramentas computacionais devem ser aplicadas aos projetos estruturais de modo que erros sejam mitigados, a rotina de projeto dos projetistas seja facilitada e que o dimensionamento e a vida útil das estruturas sejam atendidos.

Sobre este último ponto de vista, existem poucas ferramentas *web* que auxiliam projetistas no cálculo de peças de concreto armado. Por isso, a pesquisa desenvolvida é muito importante, pois implementa calculadoras que dimensionam elementos de concreto armado, fornecendo resultados como a área de aço para a situação de flexão pura, o valor do comprimento de ancoragem da armadura e a área de aço necessária para resistir ao cisalhamento a que está submetida a peça, de forma rápida e prática, otimizando o tempo de quem está projetando e permitindo que o usuário veja as etapas de detalhamento de forma simplificada.

As calculadoras possuem eficiências e manuseios simplificados, que além de serem utilizadas em computadores, funcionam também em aparelhos celulares, sob uma mesma plataforma gráfica. A vantagem desses dispositivos é ampla, pois além de poder ser utilizada por projetistas no dia a dia de escritórios, também poderá contribuir nas atividades acadêmicas.

Logo, o objetivo do presente trabalho visa implementar os modelos matemáticos



**FIGURA 1**  
DIVISÃO DE UM PÓRTICO DE CONCRETO EM REGIÕES B E D [5]

da NBR 6118 [3] para dimensionamento de vigas de concreto, especialmente nos requisitos de flexão simples. No caso deste trabalho, o foco foi o dimensionamento à flexão pura, o comprimento de ancoragem da armadura e à área de aço necessária para a solicitação de esforço cortante.

Além disso, a ferramenta pretende contribuir com o desenvolvimento de novas ferramentas de apoio ao projeto/aprendizado que tem como base o recurso *web*. Tal fato amplia a universalização do conhecimento e também deixa mais dinâmico o ambiente de desenvolvimento de projetos em sala de aula e treinamentos.

## 2. PROJETO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Nesta seção, são apresentados os conceitos relativos ao projeto de estruturas

de concreto armado, especificamente para vigas de seção retangular. As vigas de concreto armado são projetadas de acordo com as prescrições da NBR 8681 [4] e NBR 6118 [3], visto que ambas tratam do nível de segurança requerido como também do detalhamento, respectivamente.

As vigas são definidas como elementos lineares normalmente dispostos na horizontal e prioritariamente sujeitos a esforços de flexão.

As vigas podem ser classificadas de duas maneiras quanto à sua esbeltez conforme item 18.3 da NBR 6118 [3]. Para uma viga normal isostática, a relação de esbeltez, é dada como  $\lambda$ , já para uma viga normal contínua, a relação de esbeltez é, sendo  $l$  o comprimento do vão teórico e  $h$  a altura total da viga. Para relações de esbeltez inferiores as indicadas, a viga é tratada como viga-parede. No caso deste aplicativo *online*, considerou-se apenas as vigas normais de concreto armado.

Para determinação da área de aço em um sistema de concreto, é necessária a verificação da condição de esforços que a peça estará submetida. Essa condição é dada pela observação do modelo de pórtico proposto na Figura 1. Nas regiões B, são válidas as hipóteses de Euler Bernoulli, existindo uma distribuição linear de deformações na seção transversal. As regiões D são

caracterizadas por descontinuidades que levam essa região da estrutura a não se comportar segundo o princípio de Bernoulli, apresentando esforços de cisalhamento significativos, que mudam a direção das tensões máximas de tração e de compressão [5]. Neste artigo em questão, o modelo de aplicativo foi desenvolvido para determinação da área de aço em regiões do tipo B.

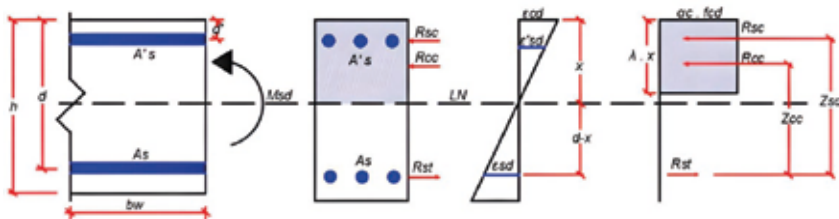
### 2.1 Dimensionamento de seção transversal retangular submetida à flexão pura

O dimensionamento à flexão simples na região B é denominado de dimensionamento para solicitações normais. Para seções retangulares, este modelo pode ser verificado através da Figura 2, onde é dado o conjunto de forças que atuam na seção de concreto.

Na Figura 2, são visualizadas as seguintes variáveis:

- $h$  — Altura da seção;
- $b_w$  — Largura da seção;
- $d$  — Altura útil da seção;
- $d'$  — Altura útil complementar da seção;
- $\lambda$  — Parâmetro calculado para profundidade da linha neutra;
- $M_{sd}$  — Momento fletor atuante na seção de cálculo;
- $\alpha_c$  — Parâmetro redutor da tensão resistente (Efeito Rüsck);
- $x$  — Profundidade da linha neutra;
- $R_{cc}$  — Força resultante de compressão no concreto;
- $R_{st}$  — Força resultante de tração no aço;
- $R_{sc}$  — Força resultante de compressão no aço;
- $A_s$  — Área de aço de tração;
- $A'_s$  — Área de aço de compressão;
- $Z_{sc}$  — Braço de alavanca entre as forças no aço;
- $Z_{cc}$  — Braço de alavanca entre as forças no aço e no concreto;
- LN — Posição da linha neutra;
- $f_{cd}$  — Tensão de cálculo no concreto comprimido;
- $\epsilon_{cd}$  — Deformação máxima de compressão do concreto;
- $\epsilon_{sd}'$  — Deformação de compressão ao nível da armadura  $A'_s$ ;
- $\epsilon_{sd}$  — Deformação de tração ao nível da armadura  $A_s$ .

Os valores de  $\lambda$  e  $\alpha_{c\text{estão}}$  descritos na NBR 6118 [3], seção 17.2.2, e estão



**FIGURA 2**  
ELEMENTO DE SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR E DIAGRAMAS DE DEFORMAÇÕES E TENSÕES

relacionados as hipóteses básicas de cálculo. No caso, o valor de  $\lambda$  está relacionado a profundidade da linha neutra e  $\alpha_c$  está relacionado à distribuição de tensões na seção. Ambos os valores são dados pelas equações (1) a (2):

$$[1] \quad \lambda = 0,80, \alpha_c = 0,85 \\ f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$[2] \quad \lambda = 0,80 \left[ \frac{f_{ck} - 50}{400} \right], \\ \alpha_c = 0,85 \left[ 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right] \\ f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

O problema de determinação da armadura para flexão em uma seção transversal, originalmente, consiste em um problema com infinitas soluções. As incógnitas do problema de flexão são: a posição da linha neutra ( $x$ ), as armaduras que compõem a seção transversal ( $A_{sc}$  e  $A_{st}$ ) e as tensões

nestas armaduras. As equações de equilíbrio para forças normais e momento são dados pelas equações (3) e (4):

$$[3] \quad b_w \cdot d \cdot \lambda \cdot \beta_x \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} + \\ A_{sc} \cdot \alpha_{sc} = A_{ct} \cdot \sigma_{st}$$

$$[4] \quad M_{sd} = b_w \cdot d^2 \cdot \lambda \cdot \beta_x \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \\ (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \beta_x) + A_{sc} \cdot \alpha_{sc} \cdot (d - d')$$

As outras duas equações restantes no problema estão relacionadas à compatibilidade, conforme equação (5). As equações (6) e (7) correspondem às resistências de cálculo dos materiais que formam o concreto armado, neste caso o aço ( $f_{yd}$ ) e o concreto ( $f_{cd}$ ).

$$[5] \quad \frac{\epsilon_{cc}}{\beta_x} = \frac{\epsilon_{sc}}{\beta_x - \frac{d'}{d}} = \frac{\epsilon_{st}}{1 - \beta_x}$$

$$[6] \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$[7] \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,40}$$

Como o problema da flexão é dado por 4 equações e 5 incógnitas, o projetista deverá adotar critérios para estabelecer uma das incógnitas. Uma das soluções consiste em estabelecer a posição da linha neutra e empregar duas armaduras, uma comprimida e outra tracionada. A segunda opção é estabelecer a armadura comprimida igual a zero e determinar a posição da linha neutra. A primeira situação chamaremos de armadura dupla e a segunda situação de armadura simples. O critério para avaliar qual a condição ideal é o de momento limite resistente ( $M_{Rd,lim}$ ) da seção transversal conforme equação (8). Se o momento resistente de cálculo limite ( $M_{Rd,lim}$ ) for menor que o momento solicitante de cálculo ( $M_{sd}$ ), a peça deverá ser calculada em condição de armadura dupla e, caso contrário, na situação de armadura simples. A equação (8) é dada pela substituição de  $\beta_x = \beta_{x,lim}$  e  $A_{sc} = 0$ .

$$[8] \quad M_{Rd,lim} = b_w \cdot d^2 \cdot \lambda \cdot \beta_{x,lim} \cdot \\ \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \beta_{x,lim})$$

$$[9] \quad \beta_{x,lim} = (x/d) \leq 0,45 \text{ para} \\ \text{concreto com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$[10] \quad \beta_{x,lim} = \left( \frac{x}{d} \right) \leq 0,35 \text{ para concreto} \\ \text{com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

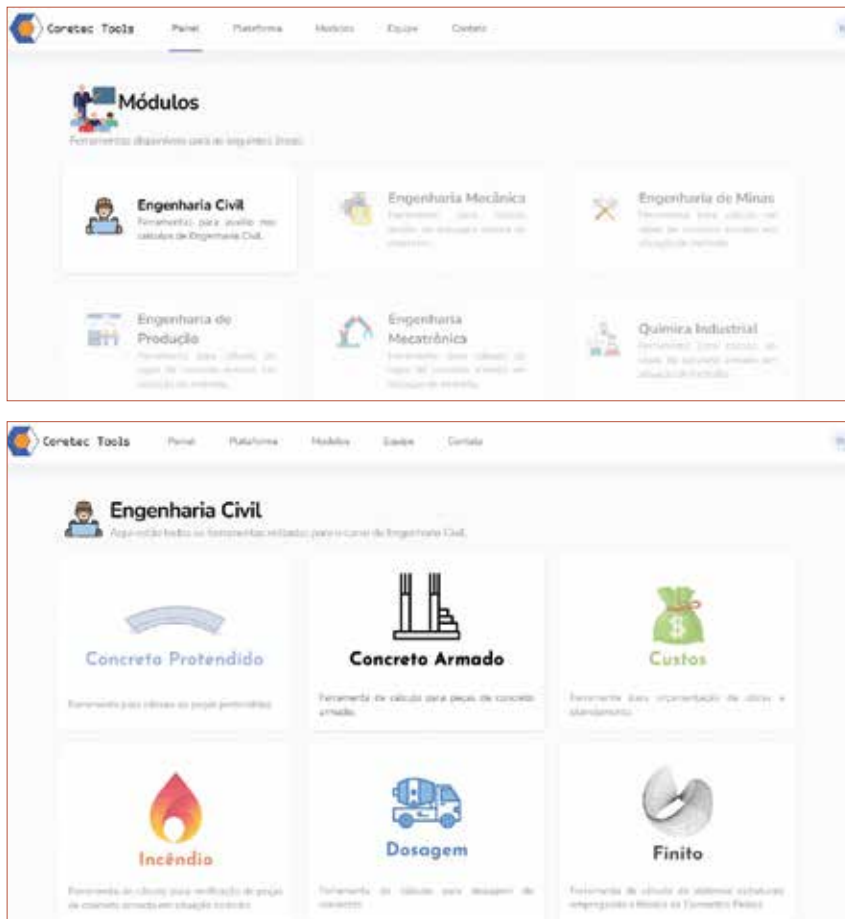
Conforme item 14.6.4.3 da NBR 6118 [3], a profundidade limite da linha neutra ( $x$ ) deverá respeitar o limite  $\beta_{x,lim}$  (ver equações (9) e (10)).

Para situação de armadura simples, considera-se que a armadura comprimida é igual a zero ( $A_{sc} = 0$ ) e  $\beta_x = x/d$ . Partindo da equação (4) chega-se à equação da linha neutra para seções retangulares de concreto armado.

$$[11] \quad M_{sd} = b_w \cdot d^2 \cdot \lambda \cdot \left( \frac{x}{d} \right) \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \\ \left( 1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \left( \frac{x}{d} \right) \right)$$

$$[12] \quad \epsilon = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}$$

$$[13] \quad x = \frac{d \pm \sqrt{d^2 - 2 \cdot \epsilon}}{\lambda}$$



**FIGURA 3**  
TELAS DE ACESSO DOS MÓDULOS DO CORETEC TOOLS E ENGENHARIA CIVIL

Onde:

$f_{cd}$  – Resistência de cálculo do concreto à compressão de cálculo ( $f_{ck}/1,40$ );

$f_{ck}$  – Resistência característica do concreto à compressão.

Determinada a posição da linha neutra, faz-se a determinação do braço de alavanca da seção ( $z$ ) conforme equação (14):

$$[14] \quad z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x$$

A partir do cálculo do braço de alavanca ( $z$ ), têm-se a área de aço de cálculo para tração conforme equação (15):

$$[15] \quad A_{s,tra\tilde{c}ao} = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}}$$

Agora para uma situação em que o momento resistente de cálculo limite ( $M_{Rd,lim}$ ) for menor que o momento solicitante de cálculo ( $M_{sd}$ ), é necessário adotar a armadura dupla. Se não houvesse a parcela excedente do momento de cálculo, a armadura simples seria capaz de atender toda à solicitação. Com isso, nota-se que este momento consiste em duas parcelas, sendo elas divididas da seguinte forma: (a) Parcela  $M_{1sd}$ , dada pela equação (16), que representa o momento resistente máximo pela peça em condição de armadura simples; e (b) Momento  $M_{2sd}$ , dada pelo momento complementar que deverá ser absorvido pelo par de armadura dupla, conforme equação (17). Vale salientar que na equação (16)  $\beta_x = \beta_{x,lim}$  sendo este dependente do  $f_{ck}$ .

$$[16] \quad M_{1sd} = M_{Rd,lim}$$

$$[17] \quad M_{2sd} = M_{sd} - M_{1sd}$$

A partir disso, obtém-se a área de aço quanto ao momento limite (armadura simples) e a área de aço com relação à parcela de momento que excede o limite ao qual a peça consegue suportar, dados pela equação (18) e (19):

$$[18] \quad A_{s1} = \frac{M_{1sd}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$[19] \quad A_{s2} = \frac{M_{2sd}}{(d - d') \cdot f_{yd}}$$

$$[20] \quad A_s' = A_{s2} = \frac{M_{2sd}}{(d - d') \cdot f_{yd}}$$

As equações (21) e (22) informam a armadura final na seção transversal:

$$[21] \quad A_{s,tra\tilde{c}ao} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$[22] \quad A_{s,compressao} = A_s'$$

Seja qualquer uma das condições de armadura, ainda é preciso verificar se a mesma atende à armadura mínima que a peça necessita ter. Para isso, o cálculo inicia-se a partir do parâmetro das equações (23) e (24), que correspondem à inércia da seção bruta e ao módulo de resistência da seção bruta ( $W$ ), respectivamente.

$$[23] \quad I = \frac{b_w \cdot h^3}{12}$$

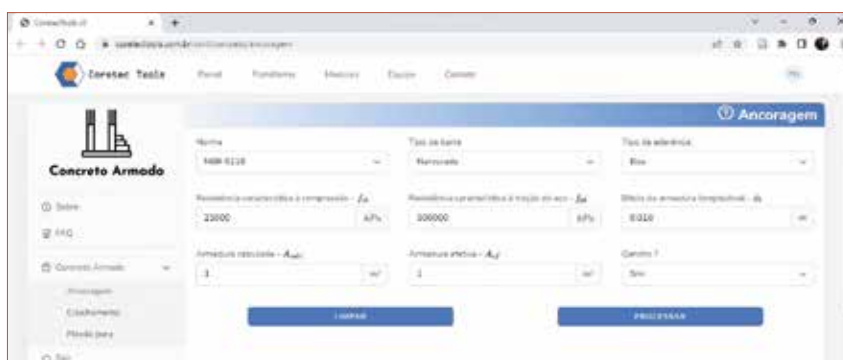
$$[24] \quad W = \frac{I}{\frac{h}{2}}$$

Na sequência, é determinada a resistência à tração quantil superior do concreto de acordo com a equação (25):

$$[25] \quad f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ctm}$$

Por meio dos parâmetros calculados, obtém-se momento mínimo, que é dado pela equação (26):

$$[26] \quad M_{sd,min} = 0,80 \cdot W \cdot f_{ctk,sup}$$



**FIGURA 4**

RELATÓRIO DA CALCULADORA DE ANCORAGEM DA FERRAMENTA CORETEC TOOLS

Em função deste momento mínimo, é possível repetir o procedimento informado nas equações (8) a (15). Através da análise entre área de aço de calculada e área de aço mínima, a área de aço final consistirá na maior área encontrada.

## 2.2 Dimensionamento de seção transversal submetida ao cisalhamento

Esta seção apresenta a formulação necessária para o dimensionamento de peças de concreto armado submetida a um esforço

de cisalhamento. No caso do cisalhamento, a seção da NBR 6118 [3] que corresponde a este ponto é a seção 17.4.2. No caso deste artigo, o modelo de cálculo para o cisalhamento implementado foi o modelo de cálculo I.

A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória, quando verificadas simultaneamente as seguintes condições impostas nas equações (27) e (28):

$$[27] \quad V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$[28] \quad V_{Sd} \leq V_{sw} + V_c$$

O cálculo da armadura transversal inicia-se com a verificação da máxima força cortante resistente ( $V_{Rd2}$ ), conforme equação (29):

$$[29] \quad V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \geq V_{Sd}$$

Onde:

$V_{Rd2}$  – Força cortante resistente máxima;

$V_{Sd}$  – Força cortante de cálculo;

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250};$$

$\alpha$  – Inclinação do estribo.

Com a verificação atendida, calcula-se a armadura mínima conforme equação (31) (NBR 6118 [3] item 17.4.1.1.1).

$$[30] \quad \rho_{sw,min} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$[31] \quad \frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{sw,min} \cdot b_w \cdot \sen \alpha$$

Sendo:

$\rho_{sw}$  – Taxa geométrica da armadura mínima conforme equação (28);

$f_{ctm}$  – Resistência média à tração do concreto;

$f_{ywk}$  – Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal, valor característico.

Além da armadura mínima, calcula-se a armadura transversal de cálculo, que se inicia com o cálculo do cortante absorvido pelos elementos complementares ao mecanismo de treliça ( $V_c$ ). Segundo a NBR 6118 [3], no item 17.4.2.2, se a posição da linha neutra estiver passando por fora da seção da peça, o fator ( $V_c$ ) é igual a zero. Se estiver dentro da seção em uma solicitação de flexão simples ou flexo-tração, o esforço é calculado conforme equação (31). Se a peça estiver em uma situação de flexo-compressão, o cálculo se dá pela equação (32):

$$[32] \quad V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

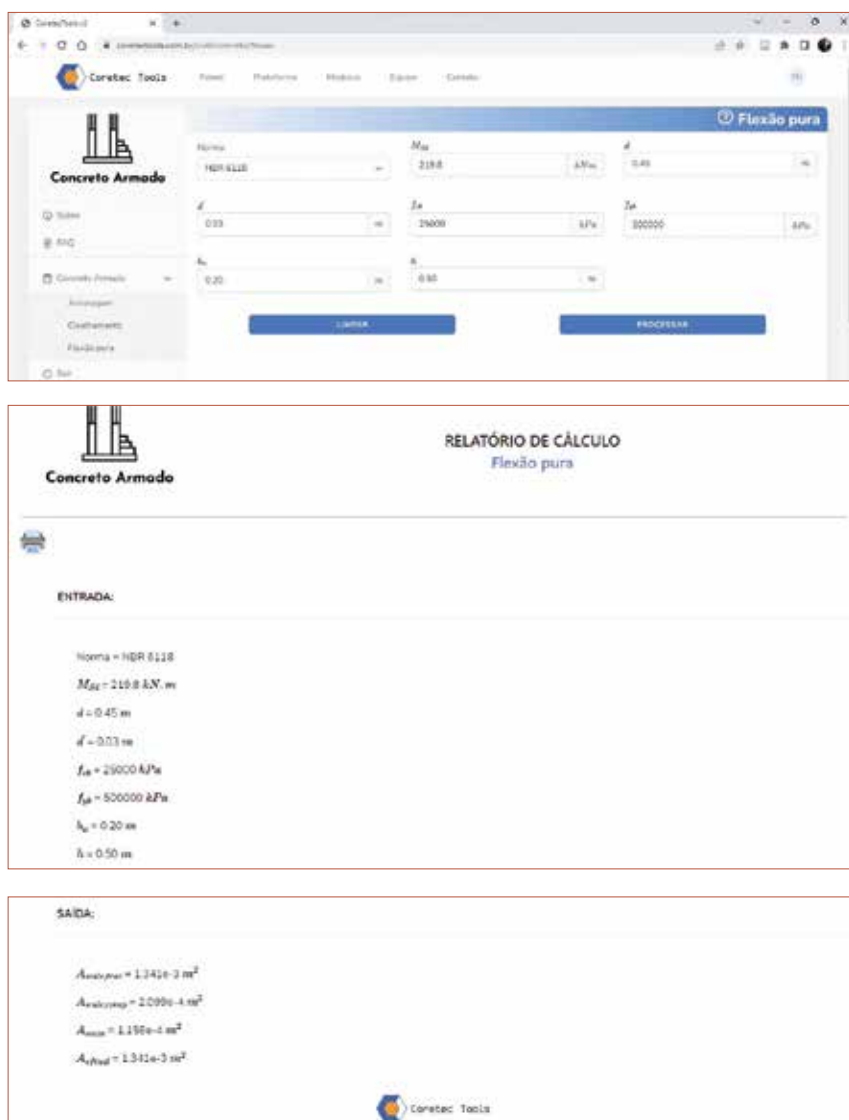
$$[33] \quad V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}}\right)$$

Em que:

$f_{ctd}$  – Resistência de Cálculo do concreto à tração direta;

$M_0$  – Momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção

$M_{sd,max}$  – Momento fletor de cálculo máximo.



### FIGURA 5

RELATÓRIO DA CALCULADORA DA ÁREA DE AÇO PARA A FLEXÃO PURA DA FERRAMENTA CORETEC TOOLS

No caso deste artigo, o modelo completo de cisalhamento foi implementado, porém para o uso da ferramenta foi habilitado somente o caso de flexão simples correspondente à equação (32).

A partir da parcela absorvida pelos elementos complementares ao mecanismo de treliça, obtém-se a parcela da força cortante a ser resistida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ) que é dado pela equação (34):

$$[34] \quad V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

Com estes parâmetros obtém-se a armadura transversal de cálculo conforme a inclinação do estribo variando em um intervalo de 45° a 90° de acordo com a equação (35).

$$[35] \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

### 2.3 Projeto de dimensionamento do comprimento de ancoragem

Além do projeto da peça em flexão simples, optou-se por inserir na plataforma um módulo inicial de detalhamento de seção com o cálculo do comprimento de ancoragem das armaduras. O comprimento de ancoragem é um item obrigatório do detalhamento, sendo uma variável fundamental para finalização de pranchas de vigas de concreto armado e protendido.

Para o cálculo do comprimento de ancoragem, é preciso obter a resistência de aderência de cálculo ( $f_{bd}$ ), que depende de alguns fatores, tais como: o tipo da barra, se é lisa ou nervurada (fator  $\eta_1$ ), a condição de boa ou má aderência (fator  $\eta_2$ ), do diâmetro da barra (fator  $\eta_3$ ) e da resistência do concreto à tração de cálculo ( $f_{ctd}$ ), sendo que para armaduras passivas, o seu cálculo se dá pela equação (36):

$$[36] \quad f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Onde:

- $\eta_1$  – 1,00 para barras lisas;
- $\eta_1$  – 1,40 para barras entalhadas;
- $\eta_1$  – 2,25 para barras nervuradas;
- $\eta_2$  – 1,00 para situações de boa aderência;
- $\eta_2$  – 0,70 para situações de má aderência;
- $\eta_3$  – 1,00 para  $\phi < 32$  mm;
- $\eta_3 = \frac{(132 - \phi)}{100}$ , para  $\phi \geq 32$  mm;

$\phi$  – bitola longitudinal da barra a ser ancorada.

A resistência do concreto à tração de cálculo ( $f_{ctd}$ ) se dá através da equação (37):

$$[37] \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

Em que:

$f_{ctk,inf}$  – Resistência do concreto à tração característica quantil inferior;

$f_{ctm}$  – Resistência média do concreto à tração;

$\gamma_c$  – Coeficiente de segurança igual a 1,40 neste caso.

A partir disso, tem-se o comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ ), que tem que ser maior ou igual a  $25 \cdot \phi$  e segundo a

NBR 6118 é dado pela equação (38). Já o comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado pela equação (39).

$$[38] \quad l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

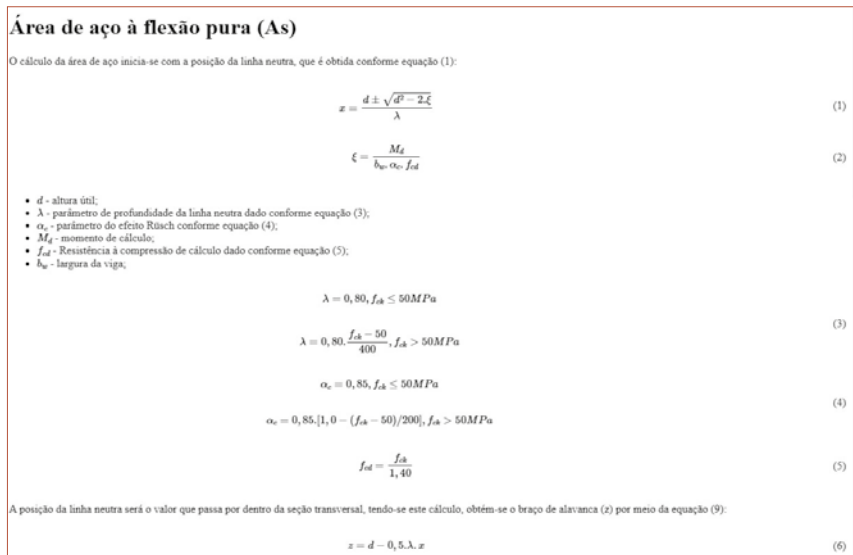
$$[39] \quad l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Sendo:

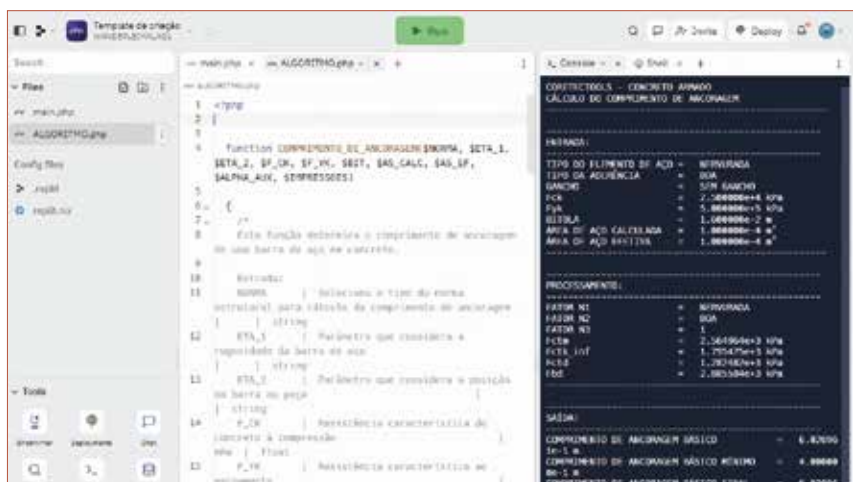
$\alpha$  – 0,70 para barras com gancho;

$\alpha$  – 1,0 para barras sem gancho;

$A_{s,calc}$  – Área de aço de cálculo;



**FIGURA 6**  
MENU AJUDA DA PLATAFORMA



**FIGURA 7**  
PLATAFORMA DE TESTE REPLIT.COM



**TABELA 1**COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS CORETEC TOOLS *VERSUS* REFERÊNCIAS

Exemplo	Objetivo	Resposta Coretec Tools	Resposta ref.	Erro (%)
Exemplo 1, pág. 130 [9]	Armadura de flexão $f_{ck} = 20$ MPa	1,465 cm <sup>2</sup>	1,460 cm <sup>2</sup>	0,30
Exemplo 2, pág. 132 [9]	Armadura de flexão $f_{ck} = 90$ MPa	1,382 cm <sup>2</sup>	1,390 cm <sup>2</sup>	0,57
Exemplo 5, pág. 139 [9]	Armadura de flexão mínima $f_{ck} = 20$ MPa	2,398 cm <sup>2</sup>	2,400 cm <sup>2</sup>	0,08
Exemplo 6.6.1, pág. 129 [15]	Momento resistente $f_{ck} = 30$ MPa	180,64 kN.m	180,60 kN.m	0,02
Exemplo 6.11.3, pág. 149 [15]	Armadura de compressão $f_{ck} = 30$ MPa	3,298 cm <sup>2</sup>	3,300 cm <sup>2</sup>	0,06
Tabela A-1 pág. 40 [8]	Ancoragem $\phi$ 6,30 sem gancho, $f_{ck} = 20$ MPa, (BOA)	27,50 cm	28,00 cm	1,70
Tabela A-1 pág. 40 [8]	Ancoragem $\phi$ 6,30 sem gancho, $f_{ck} = 20$ MPa, (MÁ)	39,30 cm	39,00 cm	0,70
Exemplo 13.9.1 pág. 28 [14]	Resistência da biela $f_{ck} = 25$ MPa	453,46 kN	449,40 kN	0,90
Exemplo 13.9.1 pág. 28 [14]	Armadura de cisalhamento $f_{ck} = 25$ MPa	3,09 cm <sup>2</sup> /m	3,01 cm <sup>2</sup> /m	2,65

$A_{s,ef}$  — Área de aço efetiva;

$l_b$  — Comprimento de ancoragem básico;

$l_{b,nec}$  — Comprimento de ancoragem necessário.

O comprimento de ancoragem necessário deve ser maior ou igual ao comprimento de ancoragem mínimo, que é o maior valor entre  $0,30 \cdot l_b$ ,  $10 \cdot \phi$  e 100 mm. Uma vez tendo-se os três tipos de comprimentos de ancoragem apresentados, adota-se para uso o maior comprimento, já que atende a todos.

### 3. A FERRAMENTA

A ferramenta construída tem o nome de Coretec Tools e tem como objetivo reunir diversas calculadoras que visam o uso de alunos, professores e engenheiros. A ferramenta foi desenvolvida em linguagem para *web*. No caso deste desenvolvimento, a linguagem empregada foi o PHP e JavaScript. O *framework* de trabalho para desenvolvimento foi o Laravel [6]. Este *framework* permitirá que as próximas ver-

sões da plataforma sejam desenvolvidas com maior velocidade e facilidade, visto que os templates da plataforma e rotas para gerenciamento *web* já ficam prontas para o acoplamento de novas telas. Tal ferramenta é classificada pela comunidade da programação com um dos *frameworks* mais bem sucedidos para a linguagem PHP [7].

A ferramenta Coretec Tools foi desenvolvida para ser aplicada em todo o ambiente de ensino de engenharia. Porém, neste artigo, será apresentado apenas as calculadoras relativas ao projeto de vigas de concreto armado. O sistema conta com um modelo de login para que o usuário possa acessar a ferramenta de forma segura. A Figura 3 apresenta o esquema da tela de entrada, onde o usuário poderá acessar os módulos da ferramenta.

Para acessar as calculadoras apresentadas neste artigo, basta acessar o menu “Concreto Armado”. A ferramenta “Concreto Armado” em si é composta por cal-

culadoras relativas ao projeto de vigas de concreto armado. No caso, os três módulos apresentados neste artigo já estão disponíveis para uso na versão *online* da ferramenta. Em termos de usabilidade, a ferramenta funciona como uma calculadora de projeto, onde o usuário informa os dados de entrada da viga na situação desejada e então o aplicativo apresenta um relatório detalhado com o processo de cálculo da peça.

### 4. RESULTADO

Os resultados da plataforma são apresentados nas Figuras 4 e 5 e basicamente demonstram a tela de entrada e o relatório emitido pelas calculadoras de ancoragem e flexão pura, respectivamente.

Para verificação desta plataforma, diversos testes unitários foram realizados com as funções que compõem as calculadoras e exemplos de bibliografias consagradas da área de concreto armado [8-14] foram testadas na interface do aplicativo.

A ferramenta também conta com um menu de “Ajuda”, que descreve toda a teoria relativa ao procedimento de cálculo para ancoragem, cisalhamento e flexão pura. Em um futuro próximo, estes relatórios poderão ser enviados via e-mail para os usuários.

O exemplo do menu de “Ajuda” da flexão pura é exposto na Figura 6. Este menu é padronizado com a formulação teórica apresentada na seção 2 deste artigo e com um exemplo resolvido manualmente.

Os testes unitários das funções foram realizados na plataforma online e gratuita [replit.com](http://replit.com). A plataforma [replit.com](http://replit.com) permite realizar a depuração do código e então realizar diversos tipos de testes na função que será acoplada a ferramenta Coretec Tools. A Figura 7 apresenta essa ferramenta que permitiu a realização dos testes de funcionalidade com a linguagem PHP.

De forma a validar os resultados desta plataforma, são apresentados os resultados da mesma comparados a bibliografias tradicionais do assunto. A Tabela 1 apresenta estes resultados de comparação.

### 5. CONCLUSÕES

Nesse artigo, foi desenvolvida uma ferramenta de dimensionamento de vigas de concreto armado conforme as prescrições da nova NBR 6118 [3].

Quanto a esse objetivo, o artigo cumpre êxito. O link para acesso a ferramenta é: <https://corectools.com.br>. Para acessar o sistema, basta criar o login e utilizar a mesma.

A ferramenta em questão permite que engenheiros e estudantes de engenharia possam fazer estudos paramétricos relacionados à disciplina de con-

creto armado. Além disso, o ambiente interativo e gráfico permite que o usuário possa reduzir o tempo de sua curva de aprendizagem no sistema. Outro fator importante a respeito da plataforma é que a linguagem PHP, especialmente pela presença do *framework* Laravel, permitirá uma velocidade de implemen-

tação maior que em outras linguagens, como Java, por exemplo.

Como sugestão de trabalhos futuros, pode ser observada a questão de ampliação deste sistema para outras áreas do conhecimento relacionadas a projetos estruturais, como peças em situação de incêndio, protensão e pré-fabricação. ☹

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Andrade BSO. Concreto armado: um estudo sobre o processo histórico, características, durabilidade, proteção e recuperação de suas estruturas 2016.
- [2] MARTINS IV. Dimensionamento Automático de Vigas Protendidas Biapoiadas Considerando a Protensão Parcial 2018.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2014.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2003.
- [5] Pantoja J da C. Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes. Doutorado em ciências de engenharia civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio De Janeiro (PUC-RIO), 2012. <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.20548>
- [6] Laravel. Laravel. Laravel PHP Framew Web Artis 2022. <https://laravel.com>.
- [7] Yadav N, Rajpoot DS, Dhakad SK. LARAVEL: A PHP Framework for E-Commerce Website. 2019 Fifth Int. Conf. Image Inf. Process. ICIIIP, Shimla, India: IEEE; 2019, p. 503-8. <https://doi.org/10.1109/ICIIIP47207.2019.8985771>.
- [8] Bastos PS dos S. Ancoragem e emenda de armaduras. Bauru: Unesp; 2018.
- [9] Carvalho RC, Filho JRDF. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014. 4ª Edição. Edufscar; 2014.
- [10] Carvalho RC, Pinheiro LM. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2. São Paulo: Pini; 2009.
- [11] Giongo JS. Concreto Armado: Projeto estrutural de edifícios. São Carlos (SP): Universidade de São Paulo; 2007.
- [12] Sussekind JC. Curso de concreto: concreto armado. vol. 1. Globo; 1989.
- [13] Bastos PS dos S. Lajes de concreto armado. Bauru: Unesp; 2020.
- [14] Bastos PS dos S. Vigas de concreto armado. Bauru: Unesp; 2017.
- [15] Giongo JS. Concreto armado: Análise das resistências de seções transversais de elementos estruturais. São Carlos (SP): Universidade de São Paulo; 2019.

# Guia de Prevenção da Reação Álcali-Agregado

## COORDENADORES

Cláudio Sbrighi Neto, Eduardo Brandau Quitete e Arnaldo Forti Battagin

Apresenta de forma didática a sequência de ações necessárias para a prevenção da reação álcali-agregado (RAA). São abordadas generalidades da RAA, avaliação de risco de sua ocorrência, medidas preventivas, classificação da ação preventiva, ensaios laboratoriais, medidas de mitigação e a tomada de decisão.

O trabalho é resultado das discussões ocorridas no **Comitê Técnico de Reação Álcali-Agregado do IBRACON (CT-201)** e seu lançamento segue a recente publicação das sete partes da norma **ABNT NBR 15577 Agregados – Reatividade álcali-agregado**.

**Aquisição: Acesse a Loja Virtual do IBRACON.**

[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)



GUIA DE PREVENÇÃO DA REAÇÃO  
ÁLCALI-AGREGADO  
PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON



COMITÊ TÉCNICO - CT-201  
Coordenador: Cláudio Sbrighi Neto  
Secretário: Eduardo Brandau Quitete

### DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-31-2  
Formato: 18,6 x 23,3cm  
Páginas: 32

### PATROCÍNIO



# Aplicativo online para verificação da alvenaria estrutural armada de acordo com a nova NBR 16868 em muros de arrimo

**WANDERLEI MALAQUIAS PEREIRA JUNIOR** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-7404-3666> ([wanderlei\\_junior@ufcat.edu.br](mailto:wanderlei_junior@ufcat.edu.br));  
**MURILO CARNEIRO RODRIGUES** - ENG. - <https://orcid.org/0009-0001-8854-5085>;  
**HELENA LUCHESI BARROSO** - DISC. - <https://orcid.org/0009-0005-0824-897X>;  
**ROBERTO VIEGAS DUTRA** - ENG. - <https://orcid.org/0000-0003-3348-6257> | UFCA  
**LÍVIA REGUEIRA FORTUNATO BENITTEZ** - MEST. - <https://orcid.org/0000-0003-3450-9473>;  
**LEANDRO HENRIQUE BENITTEZ** - MEST. - <https://orcid.org/0000-0002-6608-5727>;  
**GUILHERME ARIS PARSEKIAN** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-5939-2032> | UFSCAR

## RESUMO

**N**ESSE TRABALHO É APRESENTADO UM APLICATIVO ONLINE DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA QUE FORMA UM MURO DE CONTENÇÃO. PARA ESTE APLICATIVO FORAM EMPREGADAS AS DIRETRIZES PROPOSTAS PELA NOVA NBR 16868 E DEMAIS NORMAS PERTINENTES AO ASSUNTO. A INTERFACE FOI CONSTRUÍDA EMPREGANDO PARADIGMAS DE PROGRAMAÇÃO ATUAIS, QUE PERMITEM UMA BOA INTERAÇÃO ENTRE O PROJETISTA E O COMPUTADOR. O PROCEDIMENTO ELABORADO NESTE PROGRAMA COMPUTACIONAL PERMITE A VERIFICAÇÃO DA ALVENARIA DO MURO DE ARRIMO E DE SEUS ENRIJECEDORES. O PROGRAMA COMPUTACIONAL INFORMA, EM FORMATO DE RELATÓRIO, TODAS AS ETAPAS DE CÁLCULO E PONTOS DE ATENÇÃO NO PROJETO ESTRUTURAL, PERMITINDO QUE ENGENHEIROS E ALUNOS DE ENGENHARIA POSSAM FAZER SEUS ESTUDOS PARAMÉTRICOS, CHEGANDO NO DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DA ALVENARIA ARMADA QUE FORMA UM MURO DE CONTENÇÃO.

**PALAVRAS-CHAVE:** MURO DE ARRIMO, ALVENARIA ESTRUTURAL, NBR 16868, BLOCO DE CONCRETO, PROGRAMA COMPUTACIONAL.

## 1. INTRODUÇÃO

Grandes construções como as pirâmides do Egito Antigo, Taj Mahal e Muralha da China foram erguidas com a utilização de técnicas de construção em alvenaria [1]. A sociedade Americana dos Construtores de Alvenaria [2] afirma que os blocos de barro cozidos ao sol já eram utilizados como material estrutural há cerca de 6000 anos.

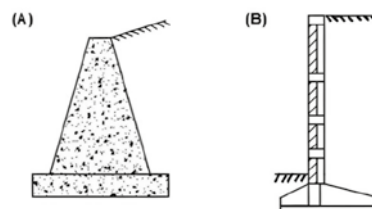
A alvenaria estrutural como se conhece atualmente teve sua criação e ascensão a partir dos anos 50, com a introdução dos primeiros códigos de projeto que transformavam o elemento de vedação em um elemento estrutural. O grande precursor desse sistema estrutural foi o professor Paul Haller [3-5].

Na perspectiva das construções em alvenaria, um dos modelos de destaque é a aplicação em muros de arrimo. Essas estruturas são destinadas à contenção de encostas geralmente sujeitas a esforços de flexão, sendo sua principal função a promoção da estabilidade contra a ruptura do maciço de solo ou rocha [6]. De acordo com a NBR 11682 [7], as estruturas de contenção são aquelas com elementos destinados a contrapor-se aos esforços estáticos provenientes do terreno e de sobrecargas acidentais e/ou permanentes, podendo ser estruturas de solo reforçado ou muros de arrimo.

Os muros de arrimo podem ser classificados em muros de gravidade e muros de flexão. Os muros de gravidade são utilizados para vencer pequenos e médios desníveis (inferiores a 5m) e contam exclusivamente com o peso próprio do muro para conter a pressão lateral oriunda do empuxo do solo. Os muros de flexão são estruturas mais esbeltas em forma de “L”, geralmente são utilizados para vencer alturas superiores a 5m, podem utilizar enrijecedores e contam com o peso próprio do muro acrescido do peso próprio do solo sobre a fundação para equilibrá-lo [6]. A Figura 1 representa os tipos de muro de arrimo mencionados.

Este trabalho teve como objetivo elaborar uma ferramenta de cálculo para a verificação da alvenaria estrutural que forma os muros de arrimo com enrijecedores executados com blocos de concreto, grauteados e armados conforme as prescrições da nova NBR 16868 [11]. Além da elaboração do programa computacional em si, o presente artigo pretende preencher uma lacuna na engenharia civil que é a de aplicativo online de cálculo com emissão de relatório. Tal vertente ajudará a disseminar o conhecimento em alvenaria estrutural, no caso deste artigo, e auxiliará profissionais que desejam construir muros de arrimo de forma rápida e confiável com o auxílio de um computador.

É válido salientar que verificações de estabilidade do muro e do solo não foram realizadas neste algoritmo. Nas próximas



**FIGURA 1**

MURO DE ARRIMO (A) DE GRAVIDADE E (B) DE FLEXÃO [8]

versões da ferramenta, pretende-se incluir estas verificações para que se tenha o dimensionamento do muro em sua totalidade.

## 2. O PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL CONFORME A NBR 16868 PARA MUROS DE ARRIMO

Nessa seção será apresentada a verificação dos elementos estruturais em alvenaria estrutural de um muro de arrimo. Para isso, esta seção foi dividida na parte de avaliação geométrica, avaliação de cargas, esforços e verificações em Estado Limite.

### 2.1 Aspectos em relação à geometria do muro

Para a verificação de um muro de arrimo, é necessário avaliar se a modalidade de execução escolhida se enquadra (armado e não armado) nas faixas de esbeltez limite (24 para alvenaria não armada e 30 para alvenaria armada). Além disso, essa verificação tem como intuito avaliar a possibilidade de ocorrência de efeitos de 2ª ordem na alvenaria estrutural. Portanto, é necessário determinar as variáveis altura efetiva ( $h_e$ ) e espessura efetiva ( $t_e$ ) do muro de arrimo para cálculo da esbeltez total do elemento estrutural conforme Equação (2).

$$[1] \quad t_e = \delta \cdot t$$

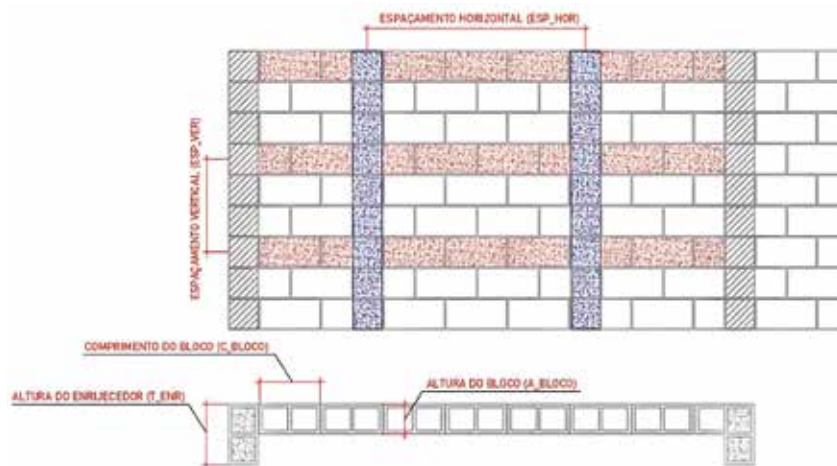
$$[2] \quad \lambda = h_e/t_e$$

Em relação à altura efetiva ( $h_e$ ) o item 9.4.1 da NBR 16868 [11] impõe duas condições de cálculo. No caso dos muros estabelecidos inicialmente neste programa computacional, foi considerada a condição: “Caso não haja restrição ao movimento lateral, a altura  $h_e$  deverá ser igual ao dobro da altura do muro ( $H_{mur}$ )”.

A espessura  $t$  é referente ao painel de

**TABELA 1**  
VALORES DOS COEFICIENTES  $\delta$

$l_{enr}/e_{enr}$	$\frac{t_{enr}}{t} = 1$	$\frac{t_{enr}}{t} = 2$	$\frac{t_{enr}}{t} = 3$
6	1,0	1,40	2,0
8	1,0	1,30	1,7
10	1,0	1,20	1,4
15	1,0	1,10	1,2
20 ou mais	1,0	1,00	1,0



**FIGURA 2**  
PLANTA BAIXA E CORTE DE UMA PAREDE COM ENRIJECEDORES CONFORME NBR 16868 [7]

comprimento  $l_{enr}$  entre os enrijecedores e  $\delta$  o, coeficiente amplificador da espessura que se encontra entre os travamentos. A Tabela 1 apresenta os valores do coeficiente  $\delta$ , podendo esses ser interpolados linearmente conforme orientação da NBR 16868 [11].

A Figura 2 apresenta o esquema em planta baixa de uma parede com enrijecedores para determinação do coeficiente  $\delta$ .

Para levar em consideração as especificações de altura efetiva, é necessário que a parede de travamento (em muros de arrimo, os enrijecedores representam esse travamento) tenham ao menos 1/5 do comprimento da altura da parede travada ( $H_{mur}$ ) e no mínimo a mesma espessura da parede travada.

### 2.2 Carregamento e esforços em um muro de contenção

A primeira etapa do projeto do muro de arrimo em alvenaria estrutural é a verificação dos carregamentos atuantes na estrutura de contenção. A Figura 3 apresenta o esquema genérico de carregamento nesse tipo de estrutura.

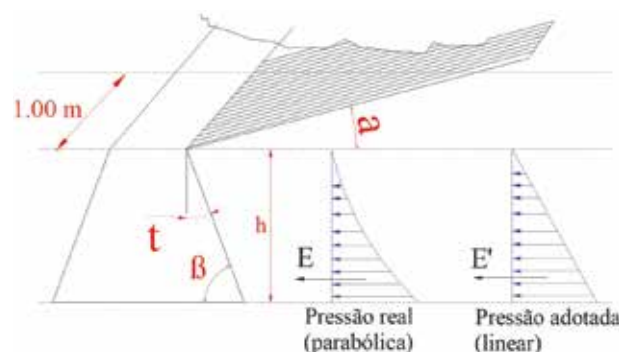
No caso desse trabalho, utilizou-se a hipótese de Rankine, conforme Equação (3), para cálculo do valor de empuxo total no painel de alvenaria. No caso deste trabalho, foi adotado para a implementação um ângulo do paramento ( $t$ ) igual a  $0^\circ$  graus. Portanto, este trabalho contempla os muros de alvenaria com paramento vertical.

$$[3] \quad \sigma_{solo} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H_{mur} - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

$$[4] \quad K_a = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi}}$$

Onde:

$\gamma_{solo}$  é o peso específico do solo úmido e  $C$  representa a tensão de coesão do solo. Para este último, o valor de  $C = 0$  em uma



**FIGURA 3**  
ESQUEMA DE CARREGAMENTO NO MURO DE ARRIMO [6]

situação de um solo não coesivo, como é o caso das areias;  $\beta$  é a inclinação do paramento interno do muro ( $\beta = 90^\circ - \theta$ );  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo;  $\alpha$  é o ângulo de inclinação do terreno adjacente.

Para determinação dos esforços atuantes em cada trecho do muro, poderão ser utilizados diversos métodos cálculo, sendo que nos dias atuais modelos de análise baseados em grelhas são bastante utilizados [8]. Outra opção permitida para determinação dos esforços, considerando um carregamento fora do plano é a utilização do anexo E da NBR 16868 [11]. Essas tabelas de cálculo de esforços são derivações de propostas que utilizam a teoria das placas e tais recomendações constam em normas internacionais, como a norma canadense CSA S304/2014 [12] e norma Europeia EN 1996-1-1 [13]. A NBR 16868 [11] prescreve que a aproximação por tabelas deverá ser utilizada para alvenarias de espessura constante e inferior a 25 cm.

Os painéis do muro de arrimo podem ser tratados como lajes maciças de espessura uniforme, fletidas nas duas direções através de uma carga distribuída com variação triangular com a altura.

Conforme dito anteriormente, a determinação dos esforços poderá ser feita através do uso de tabelas de painéis carregados normalmente em relação ao plano médio da placa. A diferença entre as tabelas tradicionais de concreto armado e as tabelas para alvenaria estrutural é que o painel em alvenaria estrutural tem um comportamento de placa ortotrópica, ou seja, as propriedades mecânicas variam em função da direção estudada. Esses modelos são aplicados com frequência na teoria de projeto de estruturas de madeira.

Portanto, para a determinação desses esforços de flexão, é necessário estabelecer o tipo de vínculo que a placa possui com os seus elementos de apoio. O anexo E da NBR 16868 [11] apresenta essas condições de contorno. O estudo através de placas fornece informações de esforços a favor da segurança visto que as tabelas consideram cargas uniformemente distribuídas e as alvenarias do arrimo possuem cargas distribuídas de forma triangular.

A Figura 4 apresenta a direção de atuação dos momentos internos  $M_{dy}$  (paralelo) e  $M_{dx}$  (perpendicular) gerado pelas tabelas. Sendo  $M_{dy}$  responsável pelas tensões de

tração paralela à fiada e  $M_{dx}$  responsável pelas tensões de tração perpendicular à fiada, conforme demonstrado na Figura 5.

Dessa forma, os esforços à flexão na placa podem ser determinados conforme Equações (5), (6) e (7). No caso, os esforços à

flexão são determinados em função de um comprimento.

$$[5] \quad M_{d,paralelo} = \beta_f \cdot \sigma_{solo} \cdot l_{enr}^2$$

Momento paralelo à fiada

$$[6] \quad M_{d,perpendicular} = \mu \cdot \beta_f \cdot \sigma_{solo} \cdot l_{enr}^2$$

Momento perpendicular à fiada

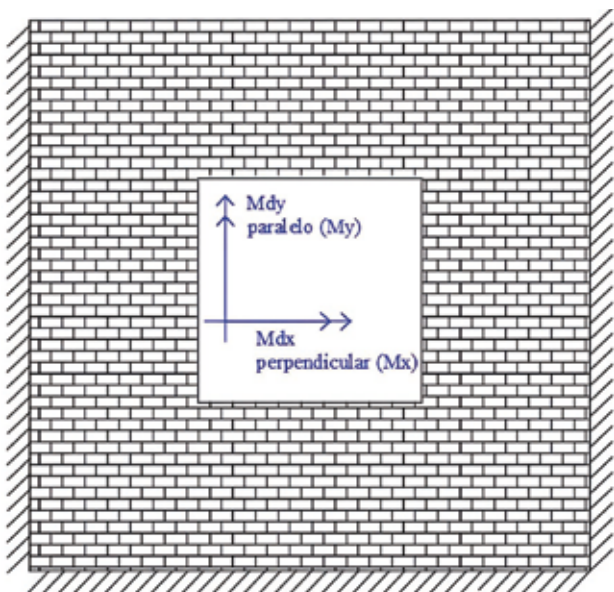
$$[7] \quad \mu = \frac{(f_{td,perpendicular} + \frac{P_f}{A_e})}{f_{td,paralela}} \leq 1,0$$

$$\frac{P_f}{A_e} \leq 0,15 \text{ MPa}$$

Fator de ortogonalidade

O coeficiente  $\beta_f$  é obtido por meio da tabela do Anexo E da NBR 16868 [11]. Os valores de  $f_{td,perpendicular}$  e  $f_{td,paralela}$  indicam a resistência à tração de cálculo do prisma na junta de assentamento, nas direções normal e paralela, respectivamente (ver Tabela 2). Já,  $P_f$  é dado como uma carga axial, considerada igual a 90% da carga permanente e  $A_e$  é dada como a área efetiva da seção. No caso do modelo implementado neste trabalho, considera-se para  $P_f$  apenas o peso próprio do muro em questão.

Além do painel, é necessário dimensionar os enrijecedores que contraventam



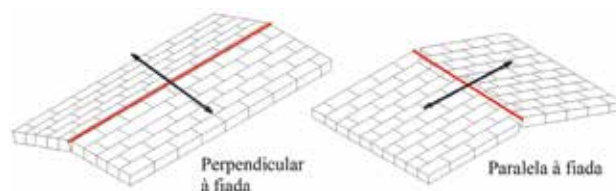
**FIGURA 4**

DEMONSTRAÇÃO DOS MOMENTOS ATUANTES NO PAINEL DE ALVENARIA NAS DIREÇÕES PARALELA E PERPENDICULAR À FIADA

**TABELA 2**

VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO ( $f_{tk}$ )

Resistência	$f_{tk}$ (MPa)	
	$f_{tk,normal}$	$f_{tk,paralela}$
Entre 1,5 e 3,4 MPa	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0 MPa	0,20	0,40
Acima de 7,0 MPa	0,25	0,50



**FIGURA 5**

VETOR DE MOMENTOS ATUANTES NA DIREÇÃO NORMAL E PARALELA À FIADA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

**TABELA 3**

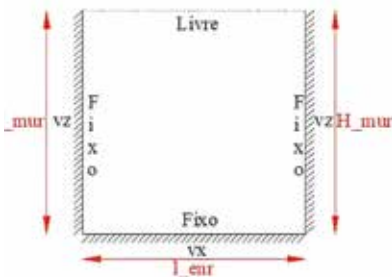
COEFICIENTE DE REAÇÃO PARA PLACAS COM CARGA TRIANGULAR DISTRIBUÍDA

Fatores de cisalhamento	Coeficiente para valores de $l_{enr}/H_{mur}$								
	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0
$\alpha_{vx}$	0.17	0.22	0.24	0.25	0.26	0.27	0.33	0.37	0.38
$\alpha_{vz}$	0.19	0.26	0.32	0.36	0.40	0.45	0.48	0.50	0.50

o paramento. No caso deste trabalho, foi utilizada as tabelas descritas em Reynolds *et al.* [14] para obter a reação do painel ao longo da altura. Os fatores de carga para o modelo de muro são escolhidos de acordo com a Tabela 3. O caso de distribuição das reações neste painel é retratado na Figura 6. Os valores de reação de apoio são dados conforme Equações (8) e (9).

[8]  $P_{enr,x} = \alpha_{vx} \cdot \gamma \cdot H_{mur}^2$   
Em kN/m

[9]  $P_{enr,z} = \alpha_{vz} \cdot \gamma \cdot H_{mur}^2$   
Em kN/m



**FIGURA 6**

CASO DE DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS NO PAINEL DE ALVENARIA SEGUNDO REYNOLDS *et al.* [14]

Portanto, no caso do elemento enrijecedor, transformou-se em uma viga isostática com carga triangular com uma condição de apoio engastada-livre. Logo, a flecha e os esforços do enrijecedor são obtidos por meio da resistência dos materiais e são dados conforme as Equações (10) a (12):

[10]  $\alpha_{ik,max} = \frac{P_{enr,z} \cdot H_{mur}^4}{30 \cdot E \cdot I}$   
Flecha imediata

[11]  $V_{k,max} = \frac{1}{2} P_{enr,z} \cdot H_{mur}$   
Cortante

[12]  $M_{k,max} = V_{k,max} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_{mur}$   
Momento fletor

**2.3 Dimensionamento à flexão pura para enrijecedor e painel**

O dimensionamento à flexão segue as mesmas premissas de peças de concreto armado submetidas à flexão. Portanto, será estabelecida uma seção de referência para determinação da armadura de aço necessária, conforme Figura 7. No caso, a formulação apresentada segue a classe I para concretos inferiores a 50 MPa.

Onde:  
h é a altura da seção fletida; d é a altura útil da peça e  $b_w$  é a largura da peça no caso da viga/painel de alvenaria representada por uma espessura;  $R_{cc}$  e  $R_{st}$  apresentam as forças de compressão no prisma e tração no aço respectivamente; x é a altura da linha neutra;

$z_{cc}$  é o braço de alavanca entre forças e  $f_{cd}$  representa a tensão de resistência à compressão de cálculo que, nesse caso, deverá ser substituída pela força de compressão no prisma ( $f_{pd}$ ) dada pela Equação (13). Deve-se salientar que o prisma pode ou não ser preenchido, no caso de flexão, a variável de resistência à compressão do prisma cheio é representada por  $f_{pk}^*$ .

[13]  $f_{pd} = \frac{0.7 \cdot f_{pk}^*}{2.0}$

Em muros de arrimo com representação em viga de alvenaria, deverão ser calculadas como peças subarmadas, portanto, é importante verificar se a seção está em regiões anteriores ao domínio 4, ou seja, com relação  $x/d \leq 0.45$ . Logo, é necessário determinar se o momento resistente do enrijecedor ou painel ( $M_{resist,d}$ ) é maior que o momento de cálculo atuante ( $M_{sd}$ ). O momento resistente ( $M_{Rd}$ ) é dado pela Equação (14).

[14]  $M_{Rd} = 0.251 \cdot b_w \cdot f_{pd} \cdot d^2$

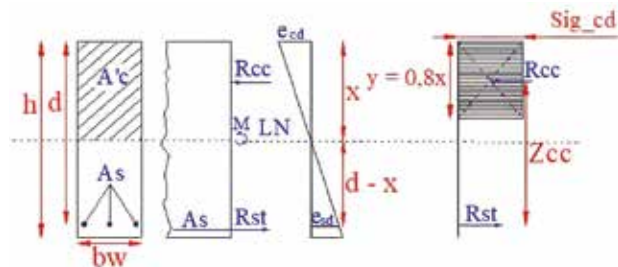
Logo, a determinação da linha neutra real e área de aço necessária no sistema são dadas pelas Equações (15), (28) e (17). Sendo a Equação (15) representante do equilíbrio de momento atuante de cálculo ( $M_{sd}$ ) e momento resistente (parte direita da equação).

[15]  $M_{sd} = 0.80 \cdot b_w \cdot Sig_{cd} \cdot x \cdot z_{cc}$   
 $Sig_{cd} = f_{pd}^*$

[16]  $z_{cc} = d - 0.40 \cdot x \leq 0.95 \cdot d$

[17]  $A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z_{cc}}$

Onde:  
 $f_{yd}$  representa o valor da tensão de cálculo na armadura longitudinal colocado para suprir os esforços de flexão. Sendo esse de 435 MPa para o aço CA-50.



**FIGURA 7**

DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM VIGA DE SEÇÃO RETANGULAR COM ARMADURA SIMPLES

## 2.4 Dimensionamento ao cisalhamento do enrijecedor

A verificação de cisalhamento no enrijecedor segue as prescrições do item 11.4 da NBR 16868 [11]. Essencialmente, é necessário estabelecer a Equação (18) da relação entre tensão de cisalhamento de cálculo ( $\tau_{Sd}$ ) e tensão resistente ( $\tau_{Rd}$ ) do prisma. A tensão de cálculo ( $\tau_{Sd}$ ) é dada pela Equação (20) onde  $V_{Sd}$  é o esforço de cisalhamento de cálculo ( $1,40 \cdot V_{k,max}$ ),  $d_{enr}$  a altura útil do enrijecedor que é dada por uma parcela da dimensão  $t_{enr}$  e  $e_{enr}$  a espessura em planta do enrijecedor conforme apresentado na Figura 2.

$$[18] \quad \tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$$

$$[19] \quad \tau_{Rd} = f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

$$[20] \quad \tau_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{d_{enr} \cdot e_{enr}}$$

A força de cisalhamento de cálculo ( $V_{Sd}$ ) é limitada conforme a Equação (21). Onde  $V_a$  representa a parcela de carga absorvida pelo prisma de alvenaria estrutural e  $V_s$ , a parcela de carga absorvida pelas armaduras de cisalhamento. Como o elemento de alvenaria nesse caso possui mais de uma fiada sob ação de esforços de cisalhamento, ele possuirá armadura transversal.

$$[21] \quad V_{Sd} \leq V_a + V_s$$

$$[22] \quad V_a = f_{vd} \cdot e_{enr} \cdot d_{enr}$$

$$[23] \quad f_{vk} = 0,35 + 17,50 \cdot \rho_{sl} \leq 0,70 \text{ MPa}$$

$$[24] \quad \rho_{sl} = \frac{A_{sl}}{e_{enr} \cdot d_{enr}} \leq 2\%$$

$$[25] \quad V_s = 0,75 \cdot f_{yd} \cdot d_{enr} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \leq V_{s,max}$$

$$[26] \quad V_{s,max} = 0,40 \cdot e_{enr} \cdot d_{enr} \cdot \frac{f_v}{\gamma_m}$$

$$[27] \quad f_v = \sqrt{f_{pk}}$$

Com  $f_v$  e  $f_{pk}$  expresso em MPa

As Equações (21) a (27) representam o processo de dimensionamento de peças de alvenaria submetidas aos esforços de cisalhamento como também o cálculo

de suas armaduras. A resistência característica ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ) é dada pela Equação (23), descrita no item 6.2.2.6 da NBR 16868 [11]. Essa equação contabiliza o efeito de pino causado pelas armaduras longitudinais ( $A_{sl}$ ). Essa contabilização é considerada levando em conta a densidade de armadura longitudinal ( $\rho_{sl}$ ).

Como na NBR 6118 [15] e no dimensionamento de peças de concreto armado, é comum que deseje-se determinar a área de aço ao cisalhamento ( $A_{sw}/s$ ). Logo, é comum que se manipule a Equação (21) e (25) para então deixar a armadura de cisalhamento como incógnita do problema. Deve-se salientar aqui que  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço limitada a 435 MPa, conforme descrito na NBR 6118 [15].

Portanto, com as devidas manipulações, surgem as Equações (28) e (29), que permitem determinar a área de aço ao cisalhamento por unidade de distância.

$$[28] \quad V_s = V_{Sd} - V_a$$

$$[29] \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_s}{0,75 \cdot f_{yd} \cdot d_{enr}}$$

$A_{sw}/s$  é dado em unidade de área/distância

A NBR 16868 [11] afirma que o espaçamento máximo admitido para estribos de viga de alvenaria é de 50 % da altura útil e não pode superar 40 cm. Lembrando que o enrijecedor aqui é tratado com um elemento de viga engastada-livre.

A armadura mínima ao cisalhamento desse tipo de peça está entre 0,07% ( $f_{gk} = 15$  MPa) e 0,14% ( $f_{gk} = 40$  MPa). Sendo está dada pela equação (30), onde  $s$  é dado como o espaçamento da armadura de cisalhamento calculada. No caso para valores intermediários, deverá ser interpolado.

$$[30] \quad A_{sw,min} = \rho_{sw} \cdot e_{enr} \cdot d_{enr}$$

## 2.5 Verificação de flecha no enrijecedor

A verificação de flecha segue as prescrições do item 9.2.3 da NBR 16868 [11]. No caso do enrijecedor, deverá ser considerado um sistema estrutural engastado-livre. A Equação (10) apresenta o cálculo da flecha imediata e deve-se ficar atento ao termo desta Equação, pois este deverá ser avaliado de acordo com as Equações (31) e (32).

$$[31] \quad E \cdot I_a$$

Rigidez a flexão para seção sem fissuração com inércia de seção bruta ( $I_a$ )

$$[32] \quad E \cdot I_{eq}$$

Rigidez a flexão para seção com fissuração, considerando um inércia equivalente ( $I_{eq}$ ) – Inércia de Branson item 9.2.3 NBR 16868 [11]

A fissuração na alvenaria ocorrerá quando o momento atuante de cálculo ( $M_{Sd}$ ) na combinação de serviço quase permanente for maior que o momento de fissuração da alvenaria estrutural ( $M_f$ ), dado pela Equação (33).

$$[33] \quad M_f = \frac{(f_{tk} + \sigma_{tk}) \cdot I_a}{y_t}$$

Onde:

$f_{tk}$  é a resistência característica à tração na flexão;  $\sigma_k$  é a tensão de compressão axial aplicada na seção (igual a zero para alvenarias que não sejam protendidas);  $I_a$  é a inércia da seção bruta; e  $y_t$  é a distância do centroide da seção não fissurada ao bordo mais tracionado.

A flecha total ( $a_{total}$ ) na alvenaria estrutural deverá ser avaliada considerando o efeito de fluência. Na ocasião, deve-se levar em conta influência do efeito de uma armadura na zona comprimida ( $A_{sl}$ ) conforme Equação (35). No caso de vigas de alvenaria dimensionadas no Estádio II ou III o valor de  $\rho' = 0$ .

$$[34] \quad a_{total} = a_i \cdot \left(1 + \frac{1}{1 + 50 \cdot \rho'}\right)$$

$$[35] \quad \rho' = \frac{A_{sl}'}{e_{enr} \cdot d_{enr}}$$

O módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria deverá ser avaliado conforme as Equações (36) a (38).

$$[36] \quad E_{bloco} = 800 \cdot f_{pk}$$

$f_{bk} \leq 20$  MPa

$$[37] \quad E_{bloco} = 750 \cdot f_{pk}$$

$22$  MPa  $\leq f_{bk} \leq 24$  MPa

$$[38] \quad E_{bloco} = 700 \cdot f_{pk}$$

$f_{bk} \geq 26$  MPa

No caso, a flecha limite de muros de flexão de será de L/250 e deve-se salientar que, para o muro de arrimo em questão, o valor de  $L = 2 \cdot H_{mur}$ .

## 2.6 Outras verificações dos elementos que compõem o muro

Além das verificações apresentadas anteriormente, é importante ressaltar que o dimensionamento completo de um muro de arrimo deve conter outras análises específicas, não aprofundadas neste trabalho, referentes à estabilidade do conjunto quanto à capacidade do solo em absorver as tensões oriundas das fundações, visando garantir a segurança completa da estrutura.

No que tange a análise de estabilidade, duas vertentes principais devem ser abordadas: (a) a verificação quanto ao escorregamento do muro ao longo da base; e (b) a estabilidade rotacional da estrutura. A análise do escorregamento envolve a determinação do coeficiente de segurança da estrutura através da relação entre as componentes normais e tangenciais que atuam na mesma e o coeficiente de atrito entre o concreto e a terra, conforme apresentado na Figura 8. De posse de tais valores, compara-se o coeficiente obtido com o estabelecido como critério de segurança e, caso esse seja inferior, adota-se medidas que aumentem o atrito entre a base e a estrutura.

O tombamento é um dos principais modos de falha que podem afetar um muro

de arrimo. Ele ocorre quando o muro perde estabilidade lateral e inclina para fora do plano vertical da estrutura, devido à pressão do solo. Na análise referente ao tombamento, é avaliada a relação entre os momentos atuantes na base da estrutura em ambas as direções de forma a garantir a estabilidade do mesmo. De maneira geral, adota-se um coeficiente de segurança que impõe um valor mínimo para a relação entre os esforços que tendem a inclinar o muro para o lado instável e aqueles que tendem a inclinar a estrutura para o lado estável. A Figura 8 apresenta os parâmetros adotados para o cálculo do momento de tombamento em um muro de contenção.

Uma vez que os esforços são definidos e as tensões no solo são calculadas, é fundamental compará-las com a tensão admissível do solo. A tensão admissível é o limite máximo de carga que o solo pode suportar sem que ocorram falhas ou deformações excessivas. Essa análise tem como objetivo garantir que o solo não será submetido a tensões que excedam sua capacidade de suporte, o que poderia resultar em instabilidades, rupturas ou deslocamentos indesejados. A comparação entre as tensões atuantes no solo e a tensão admissível é um fator crucial para garantir a segurança

da fundação do muro de arrimo. Se as tensões no solo estiverem próximas ou ultrapassarem a tensão admissível, medidas corretivas devem ser tomadas.

## 3. A FERRAMENTA

A ferramenta de cálculo proposta neste artigo é baseada nas equações descritas na seção 2 deste trabalho. Para que fosse possível estabelecer um modelo interativo (usuário — máquina) de cálculo, foram construídas equações de Estado Limite para etapa do cálculo da peça estrutural. Portanto, o formato utilizado foi , onde representa a demanda do sistema e a capacidade limite imposta por um Estado Limite Último (ELU) ou Estado Limite de Serviço (ELS). Portanto, a sequência de dimensionamento e verificações seguirá o fluxo verificação da geometria, verificação do enrijecedor e verificação do painel. No caso, este programa computacional trabalhará apenas para verificação da alvenaria estrutural de muros armados.

Baseado na marcha de cálculo citada anteriormente, o modelo de cálculo implementado pelo programa computacional seguirá a seguinte sequência:

### 3.1 Verificação da geometria

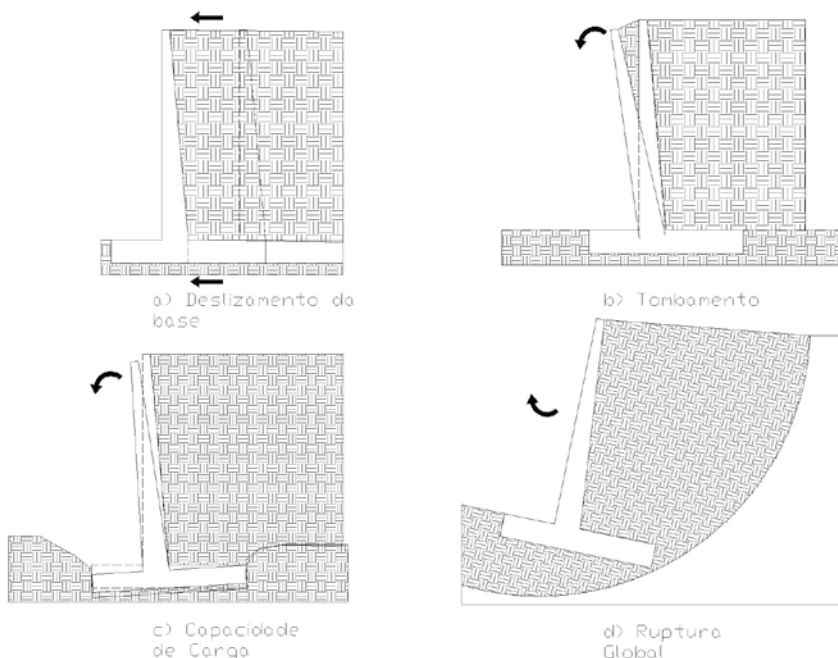
A verificação da geometria é referente aos itens da seção 2.1 deste artigo. Logo foram criadas duas verificações neste ponto. As verificações são dadas pelas Equações (39) e (40). A Equação (39) corresponde a verificação de esbeltez limite (30 para alvenarias armadas) para alvenarias armadas sem a consideração do efeito de segunda ordem. A Equação (40) corresponde a verificação de altura mínima do enrijecedor ( $t_{enr,min}$ ).

$$[39] \quad G_{GEO,1} = \frac{\lambda}{30} - 1 \leq 0$$

$$[40] \quad G_{GEO,1} = \frac{\lambda}{30} - 1 \leq 0$$

### 3.2 Verificação do enrijecedor

As verificações do enrijecedor são divididas entre o ELU e ELS e correspondem às seções 2.2 a 2.5 deste artigo. Os passos são proposição de uma armadura de flexão, armadura de cisalhamento, posterior checagem da resistência limite, armaduras



**FIGURA 8**

OUTRAS VERIFICAÇÕES PARA O MURO DE ARRIMO



mínimas e máximas. A Equação (41) está relacionada ao momento resistente da peça em flexão pura e a Equação (42) está relacionada a armadura máxima permitida na seção. A Equação (43) corresponde a verificação de cisalhamento máximo e a Equação (44) corresponde a verificação de máximo cisalhamento absorvido pela armadura conforme condição descrita na seção 2.4 (Equação 25). A Equação (45) corresponde a verificação de flecha máxima do enrijecedor.

$$[41] \quad G_{ELU,1} = \frac{M_{Sd,env}}{M_{Rd,env}} - 1 \leq 0$$

$$[42] \quad G_{ELU,2} = \frac{A_{s,env}}{A_{s,max}} - 1 \leq 0$$

$$[43] \quad G_{ELU,3} = \frac{\tau_{Sd}}{\tau_{Rd}} - 1 \leq 0$$

$$[44] \quad G_{ELU,4} = \frac{V_S}{V_{S,max}} - 1 \leq 0$$

$$[45] \quad G_{ELS,1} = \frac{a_{total}}{2 \cdot H_{mur}/250} - 1 \leq 0$$

Além das verificações, o programa computacional propõe uma quantidade de armadura de cisalhamento e flexão conforme Equações (17) e (29).

### 3.3 Verificação do painel armado

A verificação do painel consiste na verificação de armadura e momento resistente do painel. Logo, as Equações (46) a (51) descrevem este processo de verificação. As Equações (46) e (47) dizem respeito ao momento resistente e armadura máxima na direção paralela à fiada no painel, respectivamente. As Equações (48) e (49) dizem respeito ao momento resistente e armadura máxima na direção perpendicular à fiada no painel, respectivamente.

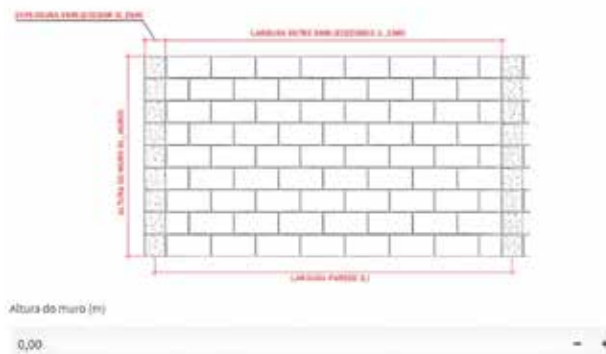
$$[46] \quad G_{ELU,5} = \frac{M_{Sd,par}}{M_{Rd,par}} - 1 \leq 0$$

$$[47] \quad G_{ELU,6} = \frac{A_{s,par}}{A_{s,maxpar}} - 1 \leq 0$$

$$[48] \quad G_{ELU,7} = \frac{M_{Sd,per}}{M_{Rd,per}} - 1 \leq 0$$

$$[49] \quad G_{ELU,8} = \frac{A_{s,per}}{A_{s,maxper}} - 1 \leq 0$$

### Propriedades geométricas do muro



**FIGURA 9**

INTERFACE DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

$$[50] \quad G_{ELU,9} = \frac{\sigma_{Sd,tpar}}{f_{td,par}} - 1 \leq 0$$

$$\sigma_{Sd,tpar} = \frac{M_{Sd,par} \cdot y}{I}$$

$$[51] \quad G_{ELU,10} = \frac{\sigma_{Sd,tper}}{f_{td,per}} - 1 \leq 0$$

$$\sigma_{Sd,tper} = \frac{M_{Sd,per} \cdot y}{I}$$

As Equações (50) e (51) representam as verificações do painel no trecho não armado entre canaletas. Estas verificações seguem o cálculo da tensão de tração do painel ( $\sigma_{Sd,t}$ ) e  $f_{td}$ , a tensão de tração de cálculo dada conforme  $f_{tk}/2,00$ , onde  $f_{tk}$  é definido conforme Tabela 2.

## 4. O PROGRAMA COMPUTACIONAL E O EXEMPLO DE CÁLCULO

A Figura 9 apresenta a interface do programa computacional, que foi construída utilizando linguagem Python e o *framework* para interface *web* Streamlit. Nesta interface, a entrada é dividida entre geometria do muro, propriedades dos materiais e propriedades do solo. Após o preenchimento, o usuário poderá clicar no botão 'Dimensionar' e obter o relatório de verificação da alvenaria conforme descrito na seção 3 deste artigo.

Qualquer alteração de valores nas tabelas desabilitará o relatório emitido e

então um novo dimensionamento deverá ser realizado. Isto evitará que erros sejam cometidos e então o usuário possa perder a precisão em seu projeto.

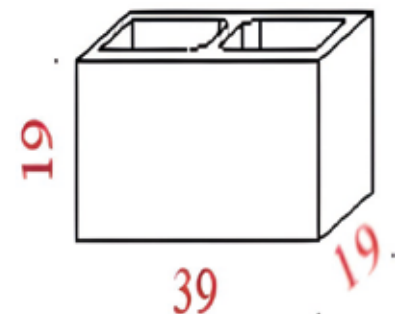
Para exemplificar a marcha de cálculo, será utilizado um muro de arrimo conforme descrito na Tabela 4. Para o exemplo adotado, foi escolhido um bloco estrutural de concreto com resistência característica ( $f_{bk}$ ) de 10 MPa. Os dados relativos ao prisma ( $f_{pk}$  e  $f_{pk}^*$ ), argamassa ( $f_{ak}$ ) e

graute ( $f_{gk}$ ) seguem as recomendações do anexo F da NBR 16868 [11].

A geometria do bloco estrutural está descrita visualmente na Figura 10. Já, a Figura 11 apresenta o esquema de planta baixa para exemplificação da marcha de cálculo.

### 4.1 Verificação do modelo de muro em função da esbelteza

O primeiro passo é determinar a espessura efetiva conforme Equação (1) e posteriormente a esbelteza conforme Equação (2). No caso deste exemplo, o muro apresenta verificação negativa; portanto,



**FIGURA 10**

BLOCO ESTRUTURAL DE CONCRETO COM  $t = 19$  CM

## TABELA 4

DADOS DO MODELO DE MURO DE ARRIMO EXEMPLIFICADO

Variável	Descrição	Valor	Unidade
$H_{mur}$	Altura do muro	1,79	m
$l_{enr}$	Distância entre enrijecedores (face interna)	2,60	m
$e_{enr}$	Espessura enrijecedor	0,19	m
$t_{enr}$	Altura enrijecedor	0,39	m
$t_{blo}$	Espessura bloco	0,19	m
$f_{bk}$	Resistência característica bloco	10,00	MPa
$f_{pk}$	Resistência característica prisma vazio	7,00	MPa
$f_{pk}^*$	Resistência característica prisma cheio	12,30	MPa
$f_{ak}$	Resistência característica argamassa	8,00	MPa
$f_{gk}$	Resistência característica graute	20,00	MPa
$\rho_{solo}$	Peso específico solo	18,00	kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	Inclinação talude	0,00	graus
$\phi$	Ângulo de atrito solo	30,00	graus
$e_{hor}$	Espaçamento horizontal entre fiadas grauteadas	0,60	m
$e_{ver}$	Espaçamento vertical entre fiadas grauteadas	1,00	m

$$[61] \quad a_i = \frac{22,63 \cdot 1,79^4}{30 \cdot 9840 \cdot 9,39 \cdot 10^{-4}} = 8,38 \cdot 10^{-4} m$$

$$[62] \quad V_{k,max} = \frac{1}{2} 22,63 \cdot 1,79 = 20,26 kN$$

$$[63] \quad M_{k,max} = V_{k,max} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_{mur} = 12,09 kN \cdot m$$

Para o dimensionamento dos enrijecedores, é necessário calcular a peça como uma viga de alvenaria estrutural, armada tanto para esforços de cisalhamento como para esforços de flexão simples. Para essa marcha de cálculo, será verificado primeiramente o dimensionamento ao momento

as condições foram atendidas no requisito geometria do muro.

$$[52] \quad t_{enr}/t_{blo} = 0,39/0,19 = 2,05$$

$$[53] \quad l_{enr}/e_{enr} = 2,60/0,19 = 13,68$$

$$[54] \quad t_e = 1,13 \cdot 0,19 = 0,22 m$$

$$[55] \quad h_e = 2,00 \cdot 1,79 = 3,58 m$$

$$[56] \quad \lambda = 3,58/0,22 = 16,6$$

$$[57] \quad G_{GEO,1} = \frac{16,6}{30} - 1 = -0,40$$

$$[58] \quad G_{GEO,2} = \frac{1/5 \cdot 1,79}{0,39} - 1 = -0,08$$

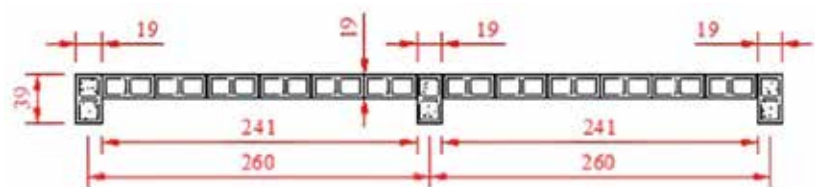
Portanto, verificou-se que o limite de esbeltez é inferior a 30 (alvenaria armada). Contudo, não foi considerado no algoritmo a possibilidade ocorrência de efeitos de 2ª ordem na alvenaria estrutural. Por isso, a limitação da esbeltez em 30.

### 4.2 Verificação enrijecedores

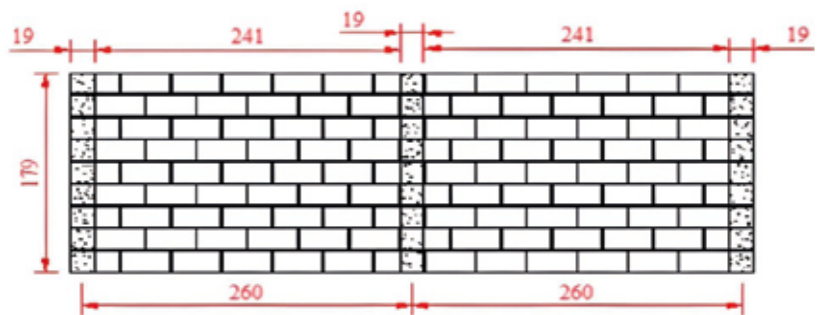
A verificação do enrijecedor inicia-se pela determinação dos esforços do elemento de viga. No caso, utilizando a Tabela 3, chega-se a um fator de esforços de 0,3924 (valor interpolado -  $\alpha_{vz}$ ). Com isso, obtém-se os esforços no enrijecedor:

$$[59] \quad 2,60/1,79 = 1,45$$

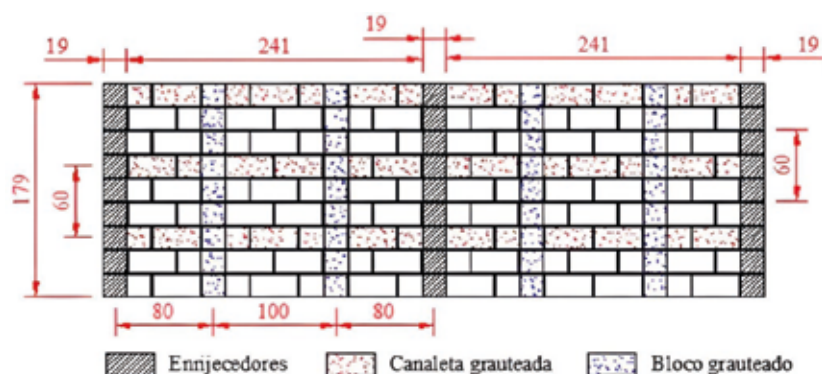
$$[60] \quad P_{enr,z} = 0,392 \cdot 18 \cdot 1,79^2 = 22,63 kN/m$$



(a) Planta baixa



(b) Vista frontal



(c) Posição das fiadas grauteadas

## FIGURA 11

PLANTA DO MURO DE ARRIMO EXEMPLO

fletor. Considerando que o valor da altura útil  $d = 0,39 - 0,050 = 0,34 \text{ m}$ , será verificada as restrições relativas ao momento fletor.

$$[64] f_{pd} = \frac{0,7 \cdot 12,3 \cdot 10^3}{2,0} = 4305 \text{ kPa}$$

$$[65] M_{Rd} = 0,251 \cdot 0,19 \cdot 4305 \cdot 0,34^2 = 23,73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$[66] 16,93 = 0,80 \cdot 0,19 \cdot 4305 \cdot x \cdot (0,34 - 0,40 \cdot x) \therefore x = 0,1016 \text{ m}$$

$$[67] z_{cc} = 0,34 - 0,4 \cdot 0,1016 = 0,299 \text{ m} \leq 0,95 \cdot 0,34 = 0,323 \text{ m}$$

$$[68] A_s = \frac{1,4 \cdot 12,09}{500 \cdot 10^3 / 1,15 \cdot 0,299} = 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$[69] \rho_{st} = \frac{1,30 \cdot 10^{-4}}{0,19 \cdot 0,34} = 0,098\% \leq 2\%$$

$$[70] G_{ELU,1} = \frac{1,4 \cdot 12,09}{23,73} - 1 = -0,28$$

$$[71] G_{ELU,2} = \frac{1,3 \cdot 10^{-4}}{14,82 \cdot 10^{-4}} - 1 = -0,91$$

Partindo para as verificações de cisalhamento no enrijecedor:

$$[72] \tau_{Sd} = \frac{1,40 \cdot 20,26}{0,34 \cdot 0,19} = 439 \text{ kPa}$$

$$[73] f_{vk} = 0,35 + 17,50 \cdot 0,098\% = 385,2 \text{ kPa} \leq 700 \text{ kPa}$$

$$[74] \tau_{Rd} = \frac{385,2}{2} = 192,6 \text{ kPa}$$

$$[75] G_{ELU,3} = \frac{439}{192,6} - 1 = 1,27$$

Portanto, observando o resultado da Equação (75), pode-se afirmar que o muro com as condições informadas não passa na verificação de ELU para cisalhamento. Logo, será necessário mudar a geometria do mesmo para novas verificações. A nova proposta de geometria partiu da mesma premissa apresentada na Equação (75), porém tomando o valor de  $d_{enr}$  como incógnita, de modo a obter o menor valor do mesmo que satisfaça condição apresentada. Desta forma, foi possível obter um valor

de  $d_{enr}$  igual a 0,82 m. Aproximando tal valor encontrado de medidas construtivas usuais, tem-se a adoção de dois blocos e meio, totalizando o valor de 99 cm, conforme apresentado na Figura 12.

Sendo assim, os valores das verificações anteriores mudam e aqui mostraremos novamente o trecho do cisalhamento.

$$[76] G_{ELU,3} = \frac{158,8}{188,1} - 1 = -0,156$$

Feita a verificação de tensão de cisalhamento, é necessário verificar a armadura para este tipo de esforço.

$$[77] V_a = 188,1 \cdot 0,19 \cdot 0,94 = 33,6 \text{ kN}$$

$$[78] V_s = 1,4 \cdot 20,26 - 33,36 = -4,99 \text{ kN}$$

$$[79] G_{ELU,4} = -1$$

No caso deste muro, o valor necessário para a armadura absorver é negativo, logo isto indica que os mecanismos internos do prisma absorveriam toda a força cortante. Por convenção, aplicou-se que  $V_s = 0$  nestas ocasiões. Caso  $V_s$  fosse positivo seriam aplicadas as equações (25) a (30). No caso deste muro em específico, a área de aço foi a área mínima com  $1,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ .

Para finalizar a verificação do enrijecedor, é necessário determinar a flecha do mesmo considerando a possibilidade de fissuração na peça conforme NBR 6118 [15] e NBR 16868 [11].

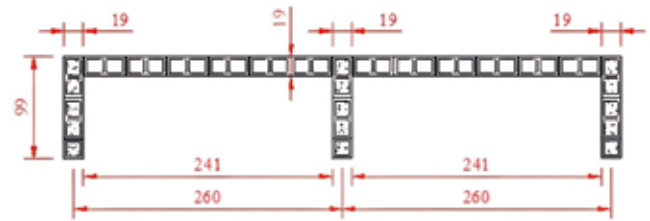
$$[80] E_{p,cheio} = 800 \cdot 12,30 = 9840 \cdot 10^3 \text{ kPa}$$

$$[81] M_r = \frac{(500 + 0,00) \cdot 0,016}{0,51} = 17,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Peça não fissurada pois  $M_r > M_{k,max}$

$$[82] a_{total} = 5,12 \cdot 10^{-5} \cdot \left(1 + \frac{1}{1 + 50,0}\right) = 9,59 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$[83] G_{ELS,1} = \frac{9,59 \cdot 10^{-5}}{2,179/250} - 1 = -0,98$$



**FIGURA 12**  
NOVA GEOMETRIA DO MURO DE ARRIMO AUMENTANDO A ALTURA DO ENRIJECEDOR ( $t_{enr}$ )

### 4.3 Verificação painéis

Para cálculo dos esforços nos painéis, é necessário verificar inicialmente o peso próprio do painel que conforme a Tabela 2 da NBR 6120 [16] será de  $3,40 \text{ kN/m}^2$  para blocos com 2 cm de espessura de reboco por face. Como o muro possui altura total de 1,79 m, o valor da carga distribuída será de  $6,09 \text{ kN/m}$ . Considerando que cada painel é responsável pelo trecho de carga entre enrijecedores, a carga total  $P_{k,pp}$  é dada por  $P_{k,pp} = 6,09 \cdot 2,60 = 15,83 \text{ kN}$ .

A relação  $h/l$  do muro é dada por  $1,79/2,60 = 0,81$ . Portanto, considerando um painel armado com a relação  $h/l = 0,81$  deve-se determinar os esforços para a condição de 3 lados apoiados e um livre. Logo, também é necessário a obtenção do fator de ortogonalidade ( $\mu$ ), que é calculado conforme Equação (7).

$$[84] f_{td,normal} = 0,12 \text{ MPa}$$

para argamassa de 8 MPa

$$[85] \frac{P_f}{A_e} = \frac{15,83 \cdot 0,90}{2,60 \cdot 0,19} = 28,83 \text{ kPa} < 150 \text{ kPa}$$

$$[86] \mu = \frac{(0,12 + 0,02882)}{0,25} = 0,62 \leq 1,00$$

Obtido os valores de  $\mu$  e  $h/l$ , é possível obter o valor de  $\beta_f$  através da interpolação na Tabela E.2 da NBR 16868 [11]. Para as condições descritas acima, o valor de  $\beta_f = 0,0646$ . Logo, é possível obter o valor dos esforços para as direções paralela e perpendicular do painel.

$$[87] \sigma_{h-solo} = 0,33 \cdot 18 \cdot 1,79 - 2 \cdot 0,00 \cdot \sqrt{0,33} = 10,74 \text{ kPa}$$

$$[88] M_{k,paralelo} = 0,0646 \cdot 10,74 \cdot 2,60^2 = 4,69 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$[89] \quad M_{k,perpendicular} = 0,62.0,0646.10,74.2,60^2 = 2,89 \text{ kN.m/m}$$

Para aplicação das equações referentes ao momento fletor, é necessário transformar os momentos em função da faixa de espaçamento. Este procedimento é similar ao de lajes nervuradas quando os momentos são multiplicados pelo tamanho nas nervuras. No caso, a largura das nervuras são os espaçamentos horizontal e vertical adotados pelo usuário. Para este muro de arrimo, os valores são de 60 cm para espaçamento horizontal ( $e_{hor}$ ) e 100 cm para espaçamento vertical ( $e_{ver}$ ). O valor desta faixa não deverá superar o valor de 6.t (item NBR 16868 [11] item 11.3.5), onde t indica a espessura do muro de arrimo.

Considerando que para o painel em questão a altura útil (d) é de 0,14 m, verificam-se as condições de momento resistente e armadura máxima conforme Equações (41) e (42):

$$[90] \quad G_{ELU,1} = -0,69$$

Direção paralela fiada

$$[91] \quad G_{ELU,2} = -0,94$$

$$[92] \quad G_{ELU,1} = -0,81$$

Direção perpendicular fiada

$$[93] \quad G_{ELU,2} = -0,94$$

A última verificação consiste na verificação dos trechos entre as canaletas que não estão armados. Portanto, será utilizada a Tabela E.1 da NBR 16868 [11] para determinação dos esforços. Logo, repete-se o mesmo processo descrito no início da seção 4.3, com determinação dos momentos paralelo e perpendicular e então aplica-se as Equações (50) e (51).

A relação h/l da parcela não armada contemplada pelos trechos de influência das direções paralelas e perpendiculares. Portanto, considerando essa parcela de painel não armada e relação h/l = 0,60/1,00 = 0,60. Para esse painel em específico, foi considerado a tabela para os quatro lados apoiados. Para essa relação o valor de  $\beta_f = 0,039$ .

$$[94] \quad M_{k,paralelo} = 0,423 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{k,paralelo} = 0,423.1,0 = 0,423 \text{ kN.m}$$

$$[95] \quad M_{k,perpendicular} = 0,228 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{k,perpendicular} = 0,228.0,6 = 0,14 \text{ kN.m}$$

Verificando as tensões atuantes e comparando com a tensão resistente da argamassa, é possível verificar que a região não armada atende às verificações de tensão.

$$[96] \quad \sigma_{sd,paralela} = \frac{1,40.0,423.0,095}{0,057} = 0,98 \text{ kPa}$$

$$[97] \quad \sigma_{sd,perpendicular} = \frac{1,40.0,14.0,095}{0,057} = 0,32 \text{ kPa}$$

$$[98] \quad G_{ELU,8} = \frac{0,98}{250} - 1 = -0,99$$

$$[99] \quad G_{ELU,9} = \frac{0,32}{125} - 1 = -0,99$$

## 5. CONCLUSÕES

Nesse artigo foi desenvolvida uma ferramenta de dimensionamento e verificação do elemento de alvenaria estrutural em muros de contenção conforme as prescrições da nova NBR 16868 [11]. Quanto a esse objetivo, o artigo cumpre êxito. O link para acesso a ferramenta é: <https://wmpirufg.github.io/ARRIMO/>.

A ferramenta em questão permite que engenheiros e estudantes de engenharia possam fazer estudos paramétricos relacionados à disciplina de alvenaria estrutural e contenções. Além disso, o ambiente interativo e gráfico permite que o usuário possa reduzir o tempo de sua curva de aprendizagem no sistema. Outro fator importante a respeito da plataforma é que a linguagem Python permite uma expansão rápida e fácil do sistema criado.

Como sugestão de trabalhos futuros pode ser observada a questão de ampliação deste sistema para outros tipos de muro de arrimo, como o de gravidade e os muros com outros materiais estruturais. Além disso, pretende-se propor novas verificações de projeto e também emitir relatórios mais detalhados sobre projeto estrutural que possam incluir “desenhos” das armaduras e formas do muro. ☹

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Leet K, Uang C-M, Lanning J, Gilbert AM. Fundamentals of structural analysis. Fifth edition. New York, NY: McGraw-Hill Education; 2018.
- [2] MCAA. History of Masonry 20---. <https://www.masoncontractors.org/history/>.
- [3] Rangel GWA. Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia (UFU), 2013.
- [4] Hendry AW, Sinha BP, Davies SR. Design of masonry structures. 3rd ed. London: E. & F. N. Spon; 1997.
- [5] Mohamad G. Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. Doutorado em Engenharia Civil. Universidade do Minho (UM), 2007.
- [6] Moliterno A. Caderno de muros de arrimo. 2nd ed. São Paulo: Blucher; 1994.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT; 2006.
- [8] Santos Junior GB dos. Estudo numérico do comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), 2014.
- [9] Amrhein JE. Reinforced masonry engineering handbook: clay and concrete masonry. 5th ed., updated. Los Angeles, Calif. : Boca Raton: MIA ; CRC; 1998.
- [10] ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT; 2019.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 16868 — Alvenaria Estrutural. Rio de Janeiro: ABNT; 2020.
- [12] Canadian Standards Association. CSA S304 — Design of Masonry Structures. Canadá: CSA; 2014.
- [13] Eurocode. EN 6: Design of masonry structures — Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Eurocode; 2005.
- [14] Reynolds CE, Steedman JC, Threlfall AJ, Reynolds CE. Reynolds's reinforced concrete designer's handbook. 11th ed. London ; New York: Taylor & Francis; 2008.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto-procedimento. Rio de Janeiro: ABNT; 2014.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16868 - Alvenaria estrutural Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT; 2021.

## Nova norma de execução de estruturas de concreto **inclui o concreto reforçado com fibras**

FÁBIO LUÍS PEDROSO - EDITOR - <https://orcid.org/0000-0002-5848-8710> (fabio@ibracon.org.br)

Foi publicada em abril de 2023 a nova norma brasileira ABNT NBR 14931 Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras - Requisitos. Passaram-se quase 20 anos desde a última revisão, em 2004, quando foi acrescida uma Emenda à norma recém-publicada em 2003.

Esta norma estabelece os requisitos para a execução de estruturas de concreto armado, protendido e reforçado com fibras combinadas ou não com armaduras, conforme definidos em projetos elaborados de acordo com a ABNT NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto e ABNT NBR 16935 Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras.

O título da norma foi alterado em relação à sua versão anterior, de 2004, com o propósito de deixar claro que a ABNT NBR 14931 se aplica não só às estruturas de concreto armado e protendido, mas também às estruturas de concreto reforçado com fibras, segundo o colaborador da Comissão de Estudo de Execução de Estruturas de Concreto (CE-002:124.019), Eng. Lydio dos Santos Bandeira de Mello, que representou a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC). “Assim, este assunto não ficará ‘escondido’ dentro da norma, como, de certa forma, acontecia com o concreto protendido nas versões anteriores da ABNT NBR 14931”, complementa.

### REUNIÕES DURANTE CINCO ANOS

Um desafio para aqueles que se envolvem com o processo de normalização da construção civil é o de fazer com que, de fato, as normas se incorporem ao dia a dia das empresas do setor.

A revisão da norma ABNT NBR 14931 começou com a reunião de outubro de



Vista superior de concretagem do bloco do Edifício Vitra: alta taxa de armadura exigiu uso do CAA

2017 e finalizou com a reunião de julho de 2022. Participaram dessas reuniões representantes de fabricantes de cimento, de empresas de serviços de concretagem, empresas de controle tecnológico, fabricantes de aditivos químicos para concreto, escritórios de projeto estrutural, universidades, fornecedores de sistemas de fôrmas, fabricantes de barras e fios de aço, empresas especializadas em protensão e em recuperação estrutural.

Passaram-se cinco anos e meio de discussões antes de se chegar a um con-

senso sobre o projeto final do texto. “Nenhum comentário ficou de fora desta nova versão da norma, pelo menos, nada de relevante”, informa Lydio Bandeira.

Ele atribui a demora na revisão da norma à maior extensão do texto revisado - que passou de 59 páginas para 97 páginas -, à periodicidade mensal das reuniões e aos ajustes de padronização após a conclusão do texto-base.

Marco Cárnio, professor da PUC-Campinas, foi o responsável por propor a inclusão do concreto reforçado com fibras na ABNT NBR 14931. Ele é coordenador do CT 303 Comitê IBRACON/ABECE sobre

uso de materiais não convencionais nas estruturas de concreto. Em 2016, o CT 303 publicou a Prática Recomendada sobre Projeto para Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras e, em 2017, as Práticas Recomendadas sobre controle da qualidade das macrofibras poliméricas e de aço e do concreto reforçado com fibras.

Mediador entre as discussões ocorridas no CT 303 e no CE-002:124.019, Cárnio considera que “as publicações sobre concreto reforçado com fibras do

CT 303 foram importantes para serem usadas como referência na elaboração das partes da norma que tratam sobre a execução dessas estruturas”.

Em razão desta novidade e para tentar superar o gargalo do uso das normas pelo setor construtivo, foi importante destacar já no título da ABNT NBR 14931 seu maior diferencial em termos de escopo - a execução das estruturas de concreto reforçado com fibras.

“O processo de execução de uma estrutura, que tem início no desenvolvimento de seus projetos conforme as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 16935, será concluído satisfatoriamente quando a estrutura for executada de acordo com a ABNT NBR 14931”, exorta Bandeira.

## NOVIDADES E ALTERAÇÕES

Além dos requisitos voltados ao concreto reforçado com fibras, a ABNT NBR 14931:2023 apresenta as seguintes novidades ou alterações relevantes:

- ▶ Anexo no qual são apresentadas as principais alterações promovidas em relação à sua versão anterior de 2004;



Lançamento de concreto reforçado com fibras

- ▶ Sugestão de três níveis diferenciados de inspeção da execução das estruturas de concreto, em função do impacto de possíveis falhas na estrutura ou num de seus elementos, componentes ou materiais;
- ▶ Recomendação da Análise Preliminar de Riscos (APR) associada à execução das estruturas de concreto, considerando os riscos presentes nos ambientes interno e externo à obra;
- ▶ Simplificação da seção que trata dos sistemas de fôrmas e de escoramentos por meio de referências à ABNT NBR 15696 Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - projeto, dimensionamento e procedimentos executivos, publicada em 2009;
- ▶ Recomendações a respeito da concretagem em períodos chuvosos e aos procedimentos a serem seguidos no concreto bombeado;
- ▶ Redefinição das tolerâncias para o posicionamento das armaduras passivas de elementos estruturais em concreto armado e protendido, que contou com a colaboração da Comissão de Estudo responsável pela revisão da ABNT NBR 6118;
- ▶ Revisão e reordenação dos procedimentos de tratamento das juntas de concretagem, classificadas em juntas previstas em projeto ou inerentes ao processo de execução da estrutura e juntas não previstas;
- ▶ Ampliação do conteúdo sobre a cura do concreto;
- ▶ Anexo abordando recebimento, armazenamento e condições de utilização de materiais especificados nos projetos de estruturas de concreto.

Em suma: das 42 alterações promovidas, 19 são novidades, enquanto as demais são mudanças relevantes. “Muitas dessas novidades têm caráter meramente informativo ou são recomendações, que, em futuras versões da norma, podem se tornar requisitos”, orienta Bandeira.

Vale destacar os aspectos normativos relacionados a reduzir impactos ambientais na execução de estruturas de concreto, tais como:

- ▶ Na subseção que trata da análise preliminar de risco, é sugerido que se considere entre os riscos no ambiente externo à obra os impactos



Eng. Marco Cárnio em apresentação no Seminário sobre Concreto com Fibras

ambientais, como a poluição de cursos de água próximos às obras, a poluição do ar provocada por equipamentos e veículos com motores a diesel e por particulados em suspensão no ar oriundos da operação de usinas de concreto nos canteiros;

- ▶ Na seção referente ao canteiro de obra, há uma recomendação para elaboração de um projeto de canteiro, no qual devem ser previstos locais para disposição temporária de resíduos e lavagem dos caminhões-betoneira, que devem ter destinação adequada.

Na avaliação do Eng. Marco Cárnio, a atualização da norma melhora a aplicabilidade do triplé projeto-execução-controle, que garante a construção de obras com qualidade. Já, para o Eng. Lydio Bandeira, a normalização de todas as atividades envolvidas na execução das estruturas de concreto contribui para que a estrutura projetada tenha o desempenho esperado, incluindo sua durabilidade.

“Costuma-se dizer que uma norma técnica é a indicação de um ‘caminho seguro’, porque já foi percorrido por diversas pessoas e que, quando seguido, há uma alta probabilidade de se alcançar os resultados esperados”, conclui Bandeira. ☺

# Dimensionamento de vigas de concreto armado com barras de FRP segundo a **Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) e ACI 440.1R (2015)**

**AMANDA D. E. MAZZÚ** – DOUT. – <https://orcid.org/0000-0001-9383-3260> (amandadescobal@hotmail.com);

**GLÁUCIA M. DALFRÉ** – PROF.<sup>a</sup>. DRA. – <https://orcid.org/0000-0003-3623-5103> | **UFSCar**

**EDNA POSSAN** – PROF.<sup>a</sup>. DRA. – <http://orcid.org/0000-0002-3022-7420> | **UNILA**

## RESUMO

**N**OS ÚLTIMOS ANOS TEM CRESCIDO NO BRASIL O INTERESSE NA PESQUISA E UTILIZAÇÃO DE ARMADURA DE FRP (*FIBER REINFORCED POLYMER* – POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS) EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, TENDO EM VISTA SUAS VANTAGENS COM RELAÇÃO À RESISTÊNCIA À CORROSÃO APRESENTADA POR ESTE MATERIAL. RECENTEMENTE FOI PUBLICADA A PRIMEIRA RECOMENDAÇÃO NACIONAL PARA O USO DESTE MATERIAL COMO ARMADURA E ENCONTRAM-SE EM DESENVOLVIMENTO NORMAS ABNT PARA ORIENTAR O PROJETO DE ESTRUTURAS COM ARMADURA DE FRP E A CARACTERIZAÇÃO DESTE TIPO DE MATERIAL. ASSIM, ESTE TRABALHO TEM COMO OBJETIVO APRESENTAR A METODOLOGIA PARA O DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS À FLEXÃO COM ARMADURA DE GFRP (*GLASS FIBER REINFORCED POLYMER* – POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO) COM O USO DA PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE (2021) E DA NORMA AMERICANA ACI 440.1R (2015), POSTERIORMENTE COMPARANDO OS RESULTADOS TEÓRICOS A RESULTADOS EXPERIMENTALMENTE OBTIDOS. FOI POSSÍVEL CONCLUIR QUE OS MODELOS UTILIZADOS PREVIRAM COM ACERTO O MODO DE RUÍNA OBTIDO EXPERIMENTALMENTE E PERMITIRAM O DIMENSIONAMENTO SEGURO DAS VIGAS ANALISADAS.

**PALAVRAS-CHAVE:** *FIBER REINFORCED POLYMERS*, CONCRETO, VIGAS, DIMENSIONAMENTO, NORMA.

## 1. INTRODUÇÃO

Os problemas encontrados devido à corrosão das armaduras metálicas das estruturas de concreto armado impulsionaram o estudo e o uso das armaduras não metálicas de FRP (*Fiber Reinforced Polymers*)

– Polímeros Reforçados com Fibras) nas últimas décadas (MOOLAEI; SHARBATDAR; KHEYRODDIN, 2021).

O FRP é um material compósito obtido pela junção de dois materiais quimicamente distintos, sendo um material de reforço (fibras) envolvido por uma matriz polimérica (resina), visando à obtenção de propriedades físicas e mecânicas particularmente desejadas (PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE, 2021). Dalfré, Mazzú e Ferreira (2021) indicam que os polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP – *Carbon Fiber Reinforced Polymer*), vidro (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*), aramida (AFRP – *Aramid Fiber Reinforced Polymer*) e basalto (BFRP – *Basalt Fiber Reinforced Polymer*) são os mais comumente utilizados.

As diferenças nas propriedades mecânicas das barras de FRP em relação ao aço convencional implicam alterações no comportamento mecânico já bastante conhecido de estruturas de concreto com armadura de aço. Segundo Mazzú (2020), é necessário que os procedimentos de dimensionamento sejam adaptados às propriedades da armadura não metálica de FRP.

De acordo com o ACI 440.1R (2015), ao contrário das barras de aço convencional, as barras de FRP não apresentam escoamento, atingindo a resistência última com comportamento elástico linear e apresentando ruptura frágil. Assim, o escoamento das barras não pode ser levado em consideração para o dimensionamento de um elemento com armadu-

ra de FRP e, conforme Dalfré, Ferreira e Mazzú (2020), a melhor situação de dimensionamento passa a ser a ruína por esmagamento do concreto na fibra mais comprimida, uma vez que se obtém pequena ductilidade pelo desenvolvimento do comportamento plástico do concreto antes da ruptura.

Já existem há alguns anos normas para o dimensionamento de estruturas com barras de FRP nos Estados Unidos, Canadá, Japão, Europa e Rússia. No Brasil, recentemente foi lançada a primeira Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) para estruturas de concreto armado com barras de FRP e normas Brasileiras encontram-se em processo de desenvolvimento na ABNT com o objetivo de normalizar a caracterização e o projeto de estruturas com este material, propiciando a difusão e aplicação da técnica com segurança.

Na inexistência de norma técnica, a Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) é o documento referência para o dimensionamento de vigas de concreto armado à flexão com barras de GFRP, cuja metodologia é apresentada neste artigo. Também são comparados resultados experimentais obtidos pelo ensaio de vigas em escala real, com armadura longitudinal positiva de GFRP, com os resultados teóricos estimados com base na metodologia apresentada neste trabalho e na metodologia de cálculo americana do ACI 440.1R (2015), que se encontra detalhada no trabalho de Dalfré, Ferreira e Mazzú (2020), publicado na edição 98 da CONCRETO & Construções.

## 2. PROCEDIMENTOS PARA O DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS SEGUNDO A PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE (2021)

Segundo a Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021), para elementos lineares submetidos à flexão, como no caso de vigas, o dimensionamento deve ser realizado considerando-se as seguintes hipóteses:

- as seções permanecem planas após a flexão;
- o diagrama retangular equivalente de tensões no concreto é dado de acordo com as disposições da ABNT NBR 6118 (2014);
- a resistência à tração do concreto é desprezada;
- as tensões na armadura de FRP são proporcionais às deformações, considerando-se comportamento elástico linear até a ruptura;
- aderência perfeita entre a armadura e o concreto.

A Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) adota o dimensionamento realizado com base nos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS), de acordo com os procedimentos descritos na ABNT NBR 6118 (2014). Desta forma, os valores característicos das resistências dos materiais devem ser minorados por fatores de redução para a obtenção dos valores de cálculo, tal como apresentado nas Equações 1 a 3.

$$[1] \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$[2] \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$[3] \quad f_{fd} = C_E \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_m}$$

Onde:

$f_{cd}$  = resistência à compressão de cálculo do concreto (MPa);

$f_{yd}$  = resistência ao escoamento de cálculo do aço (MPa);

$f_{fd}$  = resistência à tração de cálculo do FRP (MPa);

$f_{ck}$  = resistência à compressão característica do concreto (MPa);

$f_{yk}$  = resistência ao escoamento característica do aço (MPa);

$f_{fk}$  = resistência à tração característica do FRP (MPa);

$\gamma_c$  = fator de redução da resistência do concreto;

$\gamma_s$  = fator de redução da resistência do aço;

$\gamma_m$  = fator de redução da resistência do FRP e;

$C_E$  = fator de redução ambiental do FRP.

Os valores dos fatores de redução da resistência do concreto e do aço podem ser obtidos a partir das recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e são tomados iguais a 1,4 e 1,15, respectivamente. Com relação aos fatores de redução da resistência do FRP e de redução ambiental, estes são apresentados pela Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) em função do tipo de combinação de ações e do tipo de FRP utilizado, conforme apresentado nas Tabelas 1 e 2. As combinações de ações para ELU (Estado Limite Último) e ELS (Estado Limite de Serviço) devem ser consideradas de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014).

Para garantir a segurança da estrutura, esta deve atender ao ELU no todo e para suas partes durante sua vida útil. Desta forma, a condição apresentada na Equação 4 deve ser atendida, ou seja, os esforços solicitantes de cálculo obtidos para as situações mais desfavoráveis que podem ocorrer ao longo da vida útil da estrutura (incluindo a fase construtiva) devem ser menores do que a resistência de cálculo.

$$[4] \quad S_d \leq R_d$$

Onde:

$S_d$  = esforços solicitantes de cálculo e;

$R_d$  = resistência de cálculo.

Segundo a Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021), apesar de ser similar ao dimensionamento de estruturas de concreto com armadura de aço, o dimensionamento de estruturas com barras de FRP deve ser feito considerando-se o comportamento frágil deste material. Assim, dois possíveis modos de ruptura são considerados, sendo um baseado na ruína pelo esmagamento do concreto e outro baseado na ruína pela ruptura da barra. O modo de ruína que governa o comportamento do elemento pode ser determinado pela relação entre a taxa de armadura longitudinal presente na seção e a taxa de armadura balanceada, a qual é definida como a taxa de armadura fictícia para a qual se observa a transição entre os modos de ruína

### TABELA 1

FATOR DE REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA DE BARRAS DE FRP EM FUNÇÃO DO TIPO DE COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADO

Combinação	$\gamma_m$
ELU normal	1,30
ELU especial ou de construção	1,20
ELU excepcional	1,20
ELU fadiga	1,20
ELS	1,00

Fonte: Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021)

(Equações 5 e 6).

$$[5] \quad \rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d}$$

$$[6] \quad \rho_{fb} = \lambda \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{fd}} \cdot \frac{E_f \cdot \epsilon_{cu}}{E_f \cdot \epsilon_{cu} + f_{fd}}$$

Onde:

$\rho_f$  = taxa de armadura;

$\rho_{fb}$  = taxa de armadura balanceada;

$A_f$  = área de armadura longitudinal de FRP (mm<sup>2</sup>);

$b$  = largura da seção (mm);

$d$  = altura útil (mm);

$\lambda$  = parâmetro que determina a altura do diagrama retangular equivalente de tensões no concreto comprimido;

$\alpha_c$  = parâmetro que determina a tensão equivalente no concreto comprimido;

$E_f$  = módulo de elasticidade do FRP (GPa) e;

$\epsilon_{cu}$  = deformação última de compressão no concreto (%). Os valores de  $\lambda$ ,  $\alpha_c$  e  $\epsilon_{cu}$  podem ser obtidos a partir das recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), sendo  $\lambda = 0,8$ ,  $\alpha_c = 0,85$  e  $\epsilon_{cu} = 3,5\%$  para concretos com  $f_{ck}$  menor ou igual a 50 MPa.

### TABELA 2

FATOR DE REDUÇÃO AMBIENTAL EM FUNÇÃO DO TIPO DE FRP E EXPOSIÇÃO AMBIENTAL

Condição de exposição	Material	CE
Interior e sem contato com o solo	AFRP	0,9
	CFRP	1,0
	GFRP/BFRP	0,8
Exterior ou em contato com o solo	AFRP	0,8
	CFRP	0,9
	GFRP/BFRP	0,7

Fonte: Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021)



## 2.1 Ruína governada pela ruptura da armadura longitudinal de FRP

Caso , o modo de ruína que governa o comportamento do elemento é a ruptura da armadura longitudinal de FRP tracionada e os diagramas de deformações e tensões podem ser obtidos tal como apresentado na Figura 1. Utilizando-se a compatibilidade de deformações e fazendo-se o equilíbrio da seção transversal, é possível calcular a profundidade da linha neutra pela Equação 7. O momento resistente da seção transversal pode ser calculado utilizando-se a Equação 8.

$$[7] \quad x = \frac{f_{fd} \cdot A_f}{\lambda \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b}$$

$$[8] \quad M_{Rd} = f_{fd} \cdot A_f \cdot \left( d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)$$

Onde:

$x$  = profundidade da linha neutra (mm) e;  
 $M_{Rd}$  = momento resistente de cálculo da seção transversal (N·mm).

## 2.2 Ruína governada pelo esmagamento do concreto

Caso  $\rho_f > \rho_{fb}$ , o modo de ruína que governa o comportamento do elemento é o esmagamento do concreto comprimido. A Figura 2 apresenta os diagramas de deformações e tensões para este tipo de ruína, por meio dos quais pode ser obtida a profundidade da linha neutra, conforme a Equação 9, fazendo-se o equilíbrio da seção com o uso da compatibilidade de

deformações. Assim, o momento resistente pode ser calculado pela Equação 10, podendo-se calcular a tensão instalada na armadura de FRP por meio da Equação 11.

$$[9] \quad x = \frac{1}{2 \cdot b} \cdot \frac{\epsilon_{cu} \cdot A_f \cdot E_f}{\lambda \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{\lambda \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\epsilon_{cu} \cdot A_f \cdot E_f} \cdot b \cdot d} \right)$$

$$[10] \quad M_{Rd} = \sigma_{fd} \cdot A_f \cdot \left( d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)$$

$$[11] \quad \sigma_{fd} = \frac{x \cdot b \cdot \alpha_c \cdot \lambda \cdot f_{cd}}{A_f}$$

Onde:

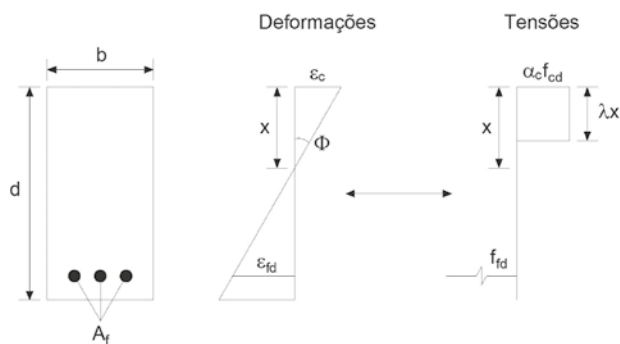
$\sigma_{fd}$  = tensão instalada na armadura de FRP (MPa).

## 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Mazzú (2020) conduziu um estudo experimental que buscou avaliar o comportamento mecânico e a durabilidade de vigas de concreto armado com barras de aço e de GFRP quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto. Para o presente trabalho, foram selecionados os resultados experimentais obtidos por Mazzú (2020) por meio da execução de ensaios de flexão em três pontos realizados em quatro vigas de concreto armado mantidas em ambiente laboratorial (LAB) por 45 dias (45d) após a concretagem. Assim, os resultados experimentais das quatro vigas selecionadas, sendo duas com armadura de aço (V1\_LAB\_S\_45d, V2\_LAB\_S\_45d) e duas com armadura de GFRP (V1\_LAB\_GFRP\_45d e V2\_LAB\_GFRP\_45d), são comparados aos resultados teóricos estimados com o uso da ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019) para as vigas com armadura de aço e com o uso da Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) e ACI 440.1R (2015) para as vigas com armadura de GFRP. As metodologias de cálculo do ACI 318 (2019) e da ABNT NBR 6118 (2014) para as vigas com armadura de aço encontram-se detalhadas no trabalho de Dalfré, Mazzú e Ferreira (2021), publicado na edição 101 da CONCRETO & Construções.

Tais vigas ensaiadas por Mazzú (2020) apresentaram seção transversal de 12 x 20 cm, comprimento de 250 cm, vão livre entre apoios de 230 cm (biapoiadas), cobrimento de 15 mm, armadura longitudinal negativa composta por duas barras de aço CA-50, com diâmetro de 6,3 mm (porta estribos) e armadura transversal composta por estribos de aço CA-60, com diâmetro de 5 mm, espaçados a cada 10 cm. Como armadura longitudinal positiva, em duas vigas foram utilizadas duas barras de aço CA-50, com diâmetro de 10 mm, e em duas vigas foram utilizadas duas barras de GFRP, com diâmetro de 10 mm. A Figura 3 apresenta as seções transversais e o esquema de ensaio das vigas.

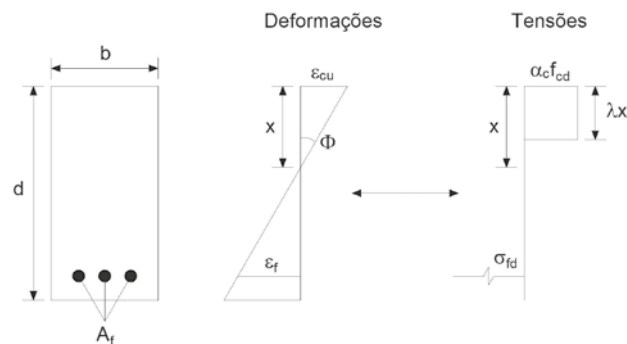
As propriedades mecânicas do concreto, do aço e do GFRP utilizados foram obtidas por meio de ensaios realizados em laboratório por Mazzú (2020). Assim, foi obtida resistência à compressão do concreto de 32,79 MPa, resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do



**FIGURA 1**

DIAGRAMAS DE DEFORMAÇÕES E TENSÕES NA SEÇÃO TRANSVERSAL PARA O CASO DE RUÍNA PELA RUPTURA DA ARMADURA DE FRP

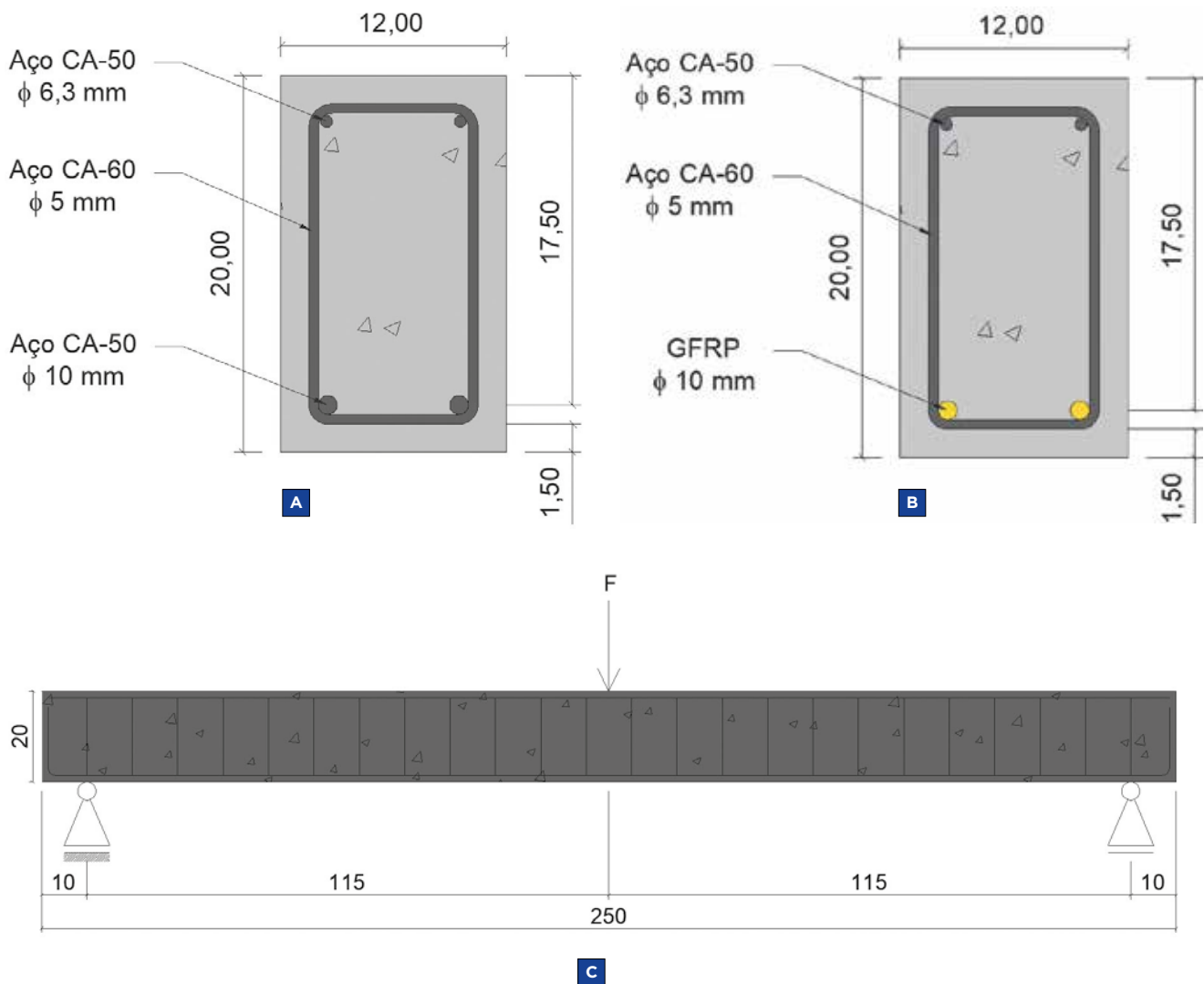
FONTE: ADAPTADO DE PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE (2021)



**FIGURA 2**

DIAGRAMAS DE DEFORMAÇÕES E TENSÕES NA SEÇÃO TRANSVERSAL PARA O CASO DE RUÍNA PELO ESMAGAMENTO DO CONCRETO

FONTE: ADAPTADO DE PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE (2021)



**FIGURA 3**

SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE AÇO (A) E DE GFRP (B) E ESQUEMA LONGITUDINAL DAS VIGAS (C) – MEDIDAS EM CENTÍMETROS

FONTE: MAZZU (2020)

aço (diâmetro de 10 mm) de 565,35 MPa e 194,33 GPa, respectivamente, e resistência à tração e módulo de elasticidade do GFRP (diâmetro de 10 mm) de 1554,88 MPa e 64,19 GPa, respectivamente.

Apesar de existirem similaridades entre os procedimentos de dimensionamento das recomendações brasileira e americana, tanto para armaduras de aço quanto para armaduras de FRP, existem particularidades que conduzem a diferenças nos resultados. O ACI 318 (2019) e o ACI 440.1R (2015) não consideram a aplicação de fatores de redução da resistência do aço, do FRP e do concreto ao

longo do dimensionamento, mas reduzem o momento resistente calculado por um coeficiente que depende do modo de ruína que governa o comportamento do elemento estrutural. Já, a ABNT NBR 6118 (2014) e a Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) minoram as resistências dos materiais durante o dimensionamento para garantir a segurança do elemento estrutural, não reduzindo o momento resistente calculado ao término do dimensionamento. Desta forma, os resultados experimentais foram comparados aos teóricos obtidos, considerando-se a aplicação dos fatores de re-

dução das resistências dos materiais (no caso das normas brasileiras) e dos coeficientes de minoração do momento resistente (no caso das normas americanas), visando aproximar uma situação de projeto real, e, também, desconsiderando-se tais fatores de redução, visando melhor aproximação dos resultados obtidos em laboratório, sob ambiente controlado.

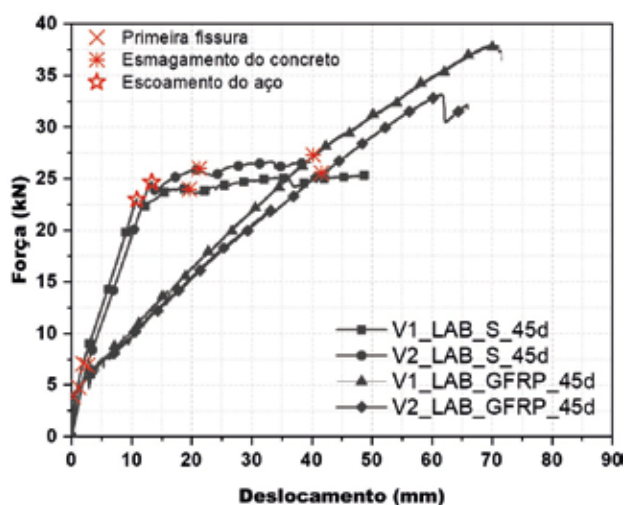
Além disso, as metodologias de dimensionamento das vigas com barras de GFRP, tanto brasileira quanto americana, levam em conta a agressividade do ambiente por meio da aplicação de um fator ambiental de redução, o qual, neste trabalho, foi

utilizado igual a 0,8, uma vez que as vigas aqui apresentadas não foram mantidas sob a influência de água e intempéries.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste trabalho, os resultados experimentais obtidos Mazzú (2020) para quatro vigas de concreto armado, sendo duas com armadura de aço e duas com armadura de GFRP, foram comparados aos resultados teóricos determinados com base nos modelos de dimensionamento das normas ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014), para as vigas com armadura de aço, e ACI 440.1R (2015) Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) para as vigas com armadura de GFRP. Assim, na Figura 4 são apresentadas as curvas de força versus deslocamento vertical a meio vão obtidas por Mazzú (2020) por meio de ensaios de flexão em três pontos.

Na Figura 4, é possível notar a diferença entre os comportamentos mecânicos das vigas com armadura de aço e de GFRP. Até o surgimento da primeira fissura, todas as vigas apresentam curvas praticamente coincidentes, uma vez que até este momento o concreto é responsável por resistir às solicitações impostas. A partir de então, as armaduras passam a ser solicitadas e as vigas perdem rigidez, fato demonstrado pelas mudan-



**FIGURA 4**

CURVAS FORÇA *VERSUS* DESLOCAMENTO VERTICAL A MEIO VÃO DAS VIGAS

FONTE: ADAPTADO DE MAZZÚ (2020)

**TABELA 3**

RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA AS VIGAS COM ARMADURA DE AÇO

		V_LAB_S_45d			
Modo de ruína		Força máxima (kN)		Diferença (%)	
		Com redução	Sem redução	Com redução	Sem redução
Mazzú (2020)	Escoamento do aço	26,05		—	
ACI 318 (2019)	Escoamento do aço	22,48	24,98	13,71	4,12
ABNT NBR 6118 (2014)	Escoamento do aço	21,33	24,98	18,11	4,12

ças nas inclinações das curvas. Após a fissuração, o comportamento das vigas passa a se diferenciar, observando-se a formação de patamar de escoamento para as vigas com armadura de aço e comportamento linear até a ruptura para as vigas com armadura de GFRP. Segundo Mazzú (2020), foi observada rigidez 66% inferior das vigas com armadura de GFRP em relação às vigas com armadura de aço após a fissuração. As vigas com armadura de GFRP apresentaram força máxima e deslocamento vertical 37% e 78% superiores, respectivamente, quando comparadas às vigas com armadura de aço convencional, tendo em vista a maior resistência à tração e menor módulo de elasticidade deste material.

Nas Tabelas 3 e 4 são apresentados os resultados teóricos obtidos por meio dos modelos de dimensionamento, com e sem reduções, em comparação aos resultados experimentais de Mazzú (2020) para as vigas com armadura de aço e de GFRP.

Com relação às vigas com armadura de aço, nota-se na Tabela 3 que ambos os modelos do ACI 318 (2019) e da ABNT NBR 6118 (2014)

previram com acerto o modo de ruína das vigas, o qual foi baseado no escoamento do aço. Além disso, quando se considera a aplicação dos coeficientes de redução das resistências dos materiais (no caso da norma brasileiro) e o coeficiente de redução do momento resistente (no caso da norma americana), nota-se que a norma brasileira resulta em valores mais conservadores, com maior diferença em relação aos resultados experimentais (18,11%). Entretanto, sem o uso dos coeficientes, ambas as normas resultam no mesmo valor de capacidade resistente, com diferença de 4,12% em relação aos resultados experimentais. Dessa forma, com exceção da metodologia de aplicação dos coeficientes de segurança, as normas apresentam as mesmas formulações para o cálculo da capacidade resistente e fornecem os mesmos resultados teóricos.

Analisando-se a Tabela 4 é possível observar que, quando considerados os coeficientes de redução, a norma americana resulta em valores bem mais conservadores em relação aos resultados experimentais do que a recomendação brasileira, com diferença de 46,54%. Já a recomendação brasileira apresenta diferença de 29,72%, valor inferior à norma americana, mas ainda demonstrando a segurança dos valores considerados em um projeto real em relação aos obtidos em laboratório. Quando se desconsideram os coeficientes de redução, simulando um ambiente controlado de laboratório, os valores obtidos por meio da aplicação das metodologias de dimensionamento se aproximam mais dos resultados experimentais, sendo a norma americana mais conservadora em relação

**TABELA 4**

RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA AS VIGAS COM ARMADURA DE GFRP

		V_LAB_GFRP_45d			
Modo de ruína		Força máxima (kN)		Diferença (%)	
		Com redução	Sem redução	Com redução	Sem redução
Mazzú (2020)	Esmagamento do concreto	35,60		–	
ACI 440.1R (2015)	Esmagamento do concreto	19,03	29,28	46,54	17,76
Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021)	Esmagamento do concreto	25,02	30,85	29,72	13,34

à recomendação brasileira, com diferenças de 17,76% e 13,34%, respectivamente. Nota-se que ambos os modelos previram com acerto o modo de ruína obtido experimentalmente, o qual foi baseado no esmagamento do concreto comprimido.

## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo apresentar a metodologia para o dimensionamento de vigas de concreto armado com barras de FRP da Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021) recentemente publicada, bem como comparar os resultados teóricos obtidos por meio da aplicação dos modelos do ACI 318 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014), para vigas com armadura de aço, e do ACI 440.1R (2014) e Prática Recomendada IBRACON/ABECE (2021), para vigas com armadura de GFRP, com os resultados experimentais obtidos por Mazzú (2020). Assim, os resultados apresentados permitiram concluir que:

- ▶ As vigas com armadura de aço e de GFRP apresentam comportamentos mecânicos distintos, sendo que a primeira apresenta patamar de escoamento no qual o deslocamento aumenta sem grandes incrementos de força e a segunda apresenta comportamento linear até a ruptura;
- ▶ Com exceção da consideração dos coeficientes de redução das resistências dos materiais ou do momento resistente, a metodologia de dimensionamento do ACI 318 (2019) e da ABNT NBR 6118 (2014) é a mesma, portanto, conduzindo aos mesmos resultados de capacidade resistente;
- ▶ Quando se consideram os coeficientes de redução, a norma brasileira resulta em valores mais conservadores para as vigas com armadura de aço, enquanto a norma americana resulta em valores mais conservadores para as vigas com armadura de GFRP;

- ▶ Ainda que menos conservadora, a recomendação brasileira para a utilização de armadura de GFRP apresenta resultados seguros em relação aos resultados experimentais;
- ▶ Quando se desconsideram os coeficientes de redução para o dimensionamento das vigas com armadura de GFRP, os valores obtidos de forma teórica se aproximam mais dos resultados experimentais, com a norma americana ainda sendo mais conservadora; e
- ▶ Todas as normas previram com acerto o modo de ruína obtido nos ensaios experimentais.

Resalta-se que, mesmo que esteja em processo de crescimento, a aplicação das barras de FRP como armadura ainda não é tão comum quando comparada às armaduras de aço convencional. Por este motivo, os procedimentos de dimensionamento de estruturas com este tipo de armadura ainda serão bastante discutidos, revisados e adaptados, principalmente no Brasil, tendo em vista que normas ABNT para a caracterização do material e sua aplicação em estruturas de concreto encontram-se em processo de desenvolvimento e devem ser publicadas nos próximos meses.

## AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001 para a realização deste trabalho. ☺

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 – Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, USA. 2019.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI COMMITTEE 440.1R. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. 2015.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] DALFRÉ, G. M.; FERREIRA, F. G. S.; MAZZÚ, A. D. E. (2020). Dimensionamento de vigas de concreto armadas à flexão com barras não metálicas. CONCRETO & Construções, v. 98, pp. 72-78. <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2020.98.0007>.
- [5] DALFRÉ, G. M.; MAZZÚ, A. D. E.; FERREIRA, F. G. S. (2021). Discussões sobre o dimensionamento de vigas de concreto armadas à flexão com barras de GFRP. CONCRETO & Construções, v. 101, pp. 79-86. <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2021.101.0008>.
- [6] IBRACON/ABECE. Prática recomendada CT 303: Estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP). São Paulo, 2021.
- [7] MAZZÚ, A. D. E. (2020). Estudo sobre a substituição de armadura metálica por barras de GFRP em vigas de concreto armadas à flexão quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.
- [8] MOOLAEI, S.; SHARBATDAR, M. K.; KHEYRODDIN, A. (2021). Experimental evaluation of flexural behavior of HPFRCC beams reinforced with hybrid steel and GFRP bars. Composite Structures, v. 275. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.114503>.

# Análise numérica de vigas de CRFA com base na ABNT NBR 16935 (2021)

VINICIUS C. CORREIA - MEST. - <https://orcid.org/0000-0002-2291-9013> (viniciusccorreia@gmail.com);  
 ALINE DA SILVA R. BARBOZA - DRA. - <https://orcid.org/0000-0001-6296-927X> | UFAL

## RESUMO

AS FIBRAS SÃO CONHECIDAS POR MELHORAREM O DESEMPENHO DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO PÓS-FISSURAÇÃO, PARTICULARMENTE EM TERMOS DE PROPRIEDADES MECÂNICAS, COMO RESISTÊNCIA À TRAÇÃO, CAPACIDADE À FLEXÃO E TENACIDADE. OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA RESIDUAL À TRAÇÃO NA FLEXÃO ( $f_{R1}$ ,  $f_{R2}$ ,  $f_{R3}$  E  $f_{R4}$ ) E O LIMITE DE PROPORCIONALIDADE ( $f_L$ ) SÃO A BASE DA CARACTERIZAÇÃO E ESPECIFICAÇÃO DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS. NESSE CONTEXTO, ESTE TRABALHO OBJETIVA APRESENTAR UMA ANÁLISE NUMÉRICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS DE VIGAS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA) A PARTIR DE EQUAÇÕES PROPOSTAS NA LITERATURA PARA PREVISÃO DAS RESISTÊNCIAS RESIDUAIS À TRAÇÃO NA FLEXÃO. A REPRESENTAÇÃO DO CRFA É FEITA POR MEIO DO MODELO DE DANO PLÁSTICO *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY* (CDP), UM MODELO QUE É CAPAZ DE REPRODUZIR O COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DO COMPÓSITO. DE MODO GERAL, OS RESULTADOS NUMÉRICOS TÊM BOA CORRELAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS, VALIDANDO, DESTA FORMA, A MODELAGEM DO CRFA REALIZADA NESTE TRABALHO.

**PALAVRAS-CHAVE:** CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO, PREVISÃO DAS RESISTÊNCIAS RESIDU-

AS À FLEXÃO, MODELAGEM NUMÉRICA, MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.

## 1. INTRODUÇÃO

O concreto apresenta como vantagens a durabilidade, facilidade e rapidez de execução, e alta resistência a esforços de compressão, porém com baixa resistência à tração e baixa ductilidade.

Nesse contexto, o concreto reforçado com fibras (CRF) tem se mostrado uma boa solução. A adição aleatória de fibras curtas ao concreto propicia um comportamento dúctil devido à maior capacidade de absorção de energia proporcionada pelas fibras.

A tendência de crescimento do uso de fibras como material estrutural culminou no surgimento de diversas normas internacionais com recomendações acerca do projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras, como o *fib Model Code* 2010 (2013). No Brasil, a primeira norma técnica relacionada ao projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras foi publicada em 2021. Diante disso, é fundamental que os pesquisadores e a indústria fomentem estudos acerca deste compósito, de forma a dominá-lo e aprimorá-lo.

Este trabalho objetiva apresentar uma

análise numérica via método dos elementos finitos de vigas de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) a partir de equações propostas na literatura para previsão das resistências residuais à tração na flexão. O uso de modelos analíticos para a previsão desses parâmetros

facilita o processo de dimensionamento das estruturas de CRF, uma vez que a realização de ensaios experimentais demanda custo e tempo de execução.

## 2. PROJETO DE ESTRUTURAS DE CRF DE ACORDO COM A NBR 16935 (2021)

Para determinação dos parâmetros de dimensionamento de estruturas de CRF, a ABNT NBR 16935 (2021) estabelece o ensaio de flexão de vigas, disposto na ABNT NBR 16940 (2021). Determinam-se, então, as resistências à tração indiretas (resistência à tração na flexão) do CRF ( $f_L$ ,  $f_{R1}$ ,  $f_{R2}$ ,  $f_{R3}$  e  $f_{R4}$ ). A curva de força *versus* o CMOD (medida da abertura da face inferior do entalhe) é apresentada na Figura 1.

Dois modelos constitutivos simplificados podem ser usados para representar o comportamento pós-fissuração do CRF tracionado: (a) rígido-plástico e (b) linear (Figura 2). O  $f_{Fts}$  representa a resistência à tração direta de serviço do CRF e  $f_{Ftu}$  representa a resistência à tração direta última do CRF.

O modelo rígido-plástico utiliza como valor de referência único,  $f_{Ftu}$ , o valor baseado no comportamento último dado pela Equação 1.

$$[1] \quad f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3}$$

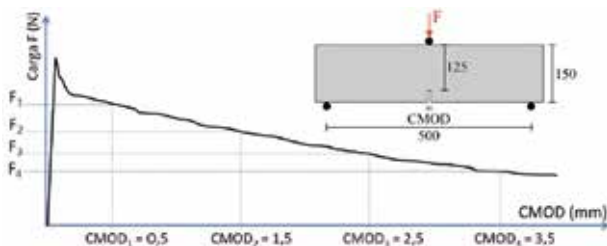
O modelo linear utiliza dois valores de referência, obtidos por meio das Equações 2 e 3.

$$[2] \quad f_{Fts} = 0,45 f_{R1}$$

$$[3] \quad f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} \\ (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0$$

Em que:

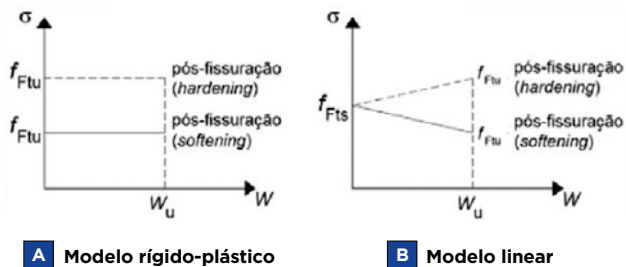
$f_{R1}$  = resistência residual à tração na flexão do



**FIGURA 1**

DIAGRAMA TÍPICO DE CARGAS *VERSUS* CMOD, IDENTIFICANDO AS CARGAS RESIDUAIS

FONTE: ADAPTADO DA ABNT NBR 16940 (2021)



**FIGURA 2**  
**MODELOS CONSTITUTIVOS DE PÓS-FISSURAÇÃO DO CRF TRACIONADO**  
 FONTE: ABNT NBR 16935 (2021)

CRF correspondente ao  $CMOD_1 = 0,5 \text{ mm}$ ;  $f_{R3}$  = resistência residual à tração na flexão do CRF correspondente ao  $CMOD_3 = 2,5 \text{ mm}$ ;  $w_u$  = abertura de fissura última para o valor de CMOD considerada no projeto, expressa em milímetros (mm).

A equação para obtenção de  $f_{Ftu}$  com  $w_u \neq CMOD_3$  é uma reta, definida no intervalo das abscissas entre  $CMOD_1$  e  $CMOD_3$ , como mostra a Figura 3. No modelo linear, os valores-limite de CMOD de  $f_{Ftu}$  e  $f_{Fts}$  são, respectivamente, 2,5 mm e 1,5 mm.

Conforme visto na Figura 3, a lei constitutiva linear pós-fissuração do CRF é representada por um diagrama tensão versus abertura de fissuras. De acordo com o *fib Model Code* 2010 (2013), ao considerar materiais com amolecimento, a definição do modelo constitutivo tensão versus deformação é baseada na identificação da largura da fissura ( $w$ ) e no comprimento característico estrutural do elemento ( $l_{cs}$ ). Assim, a deformação pode ser determinada pela Equação 4:

$$[4] \quad \varepsilon = \frac{w}{l_{cs}}$$

A lei constitutiva linear pós-fissuração do CRF indicada pela ABNT NBR 16935 (2021) não contempla os casos em que a resistência do concreto à tração direta ( $f_{ct}$ ) é maior que a resistência à tração direta de serviço ( $f_{Fts}$ ). Para estes casos, o *fib Model Code* 2010 (2013) indica o diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 4.

### 3. ESTRATÉGIA DE MODELAGEM NUMÉRICA

O modelo numérico foi desenvolvido no pacote de elementos finitos ABA-

QUS. Foi utilizado o modelo de Dano Contínuo disponível no ABAQUS, o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). O CDP é um modelo baseado na plasticidade e na mecânica do dano para computar a perda de rigidez elástica do material, a qual é caracterizada por duas variáveis de dano,  $d_t$  (dano na

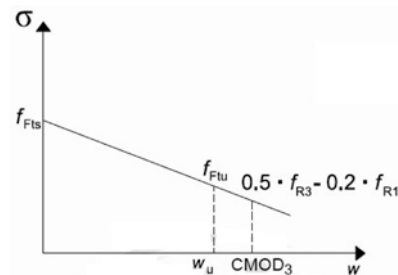
tração) e  $d_c$  (dano na compressão).

Além dos parâmetros que identificam a relação tensão-deformação do CRFA, são necessários cinco outros parâmetros para a representação dos efeitos do estado multiaxial de tensões no CDP. O modelo inclui o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), a excentricidade do potencial de fluxo ( $e$ ), a razão entre as resistências biaxial e uniaxial à compressão ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), a invariante de tensões (razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de compressão e de tração no plano desviador -  $K_c$ ) e o parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ).

A excentricidade do potencial de fluxo e o parâmetro de viscosidade foram adotados com base na literatura. Os outros parâmetros foram obtidos a partir das equações propostas por Chi *et al.* (2017). Seus valores estão apresentados na Tabela 2.

### 3.1 Elementos finitos utilizados

As vigas de CRFA foram modeladas com o elemento C3D8R (interpolação linear). O elemento sólido quadrangular é um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com oito nós (8) e com integração reduzida (R). O elemento apresenta 3 graus



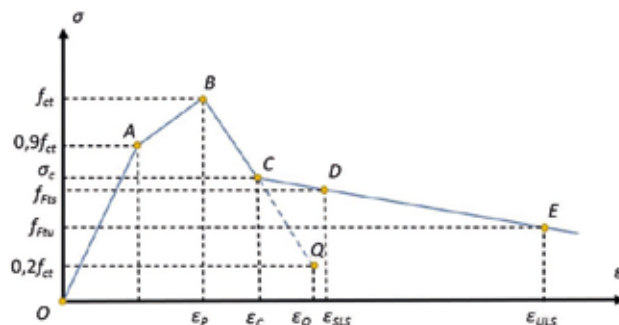
**FIGURA 3**  
**LEI CONSTITUTIVA LINEAR PÓS-FISSURAÇÃO DO CRF**  
 FONTE: ABNT NBR 16935 (2021)

de liberdade por nó (translações em x, y e z), sendo capaz de modelar geometria complexa e permitir análises não lineares envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações.

As armaduras longitudinais e transversais foram modeladas utilizando elementos de treliça, T3D2, com 2 nós, apresentando 3 graus de liberdade por nó (translações em x, y e z). A Figura 5 apresenta os elementos tipo C3D8R e T3D2.

### 3.2 Modelos constitutivos empregados

Para representar o CRFA sob compressão uniaxial, foi utilizado o modelo constitutivo para o concreto simples proposto pela ABNT NBR 6118 (2014), não considerando possíveis efeitos favoráveis da incorporação das fibras. A Figura 6 apresenta o diagrama tensão-deformação utilizado.



**FIGURA 4**  
**DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA O CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS TRACIONADO PARA OS CASOS EM QUE  $f_{ct} > f_{Fts}$**   
 FONTE: ADAPTADO DO *fib Model Code* 2010 (2013)

Para representar o comportamento pós-fissuração do CRFA tracionado, foi utilizado o modelo constitutivo linear descrito pela ABNT NBR 16935 (2021) e já apresentado na seção 2. Nos casos em que  $f_{ct} > f_{Fts}$ , utilizou-se o modelo proposto pelo *fib Model Code 2010* (2013).

Como neste trabalho não foram realizadas análises experimentais, as resistências à tração na flexão do CRFA foram adotadas conforme Venkateshwaran, Tan e Li (2018). Os autores avaliaram os resultados de ensaios de flexão de três pontos em 69 vigas entalhadas reforçadas com fibras de aço. As relações propostas pelos autores para determinação de  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$  são apresentadas nas equações de 5 a 8.

$$[5] \quad f_{R,1} = \psi \left[ \frac{0,320(f_{cm})^{0,5} + 6,214(RI) + 0,034N^2}{6,214(RI) + 0,034N^2} \right]$$

$$[6] \quad f_{R,3} = \psi \left[ \frac{0,300(f_{cm})^{0,5} + 7,629(RI) + 0,373N^2}{7,629(RI) + 0,373N^2} \right]$$

$$[7] \quad \psi = (1 + l_f/100)^{0,5}$$

$$[8] \quad RI = f \frac{l_f}{d_f}$$

Em que:

$f_{cm}$  = resistência à compressão uniaxial do concreto simples;

$f$  = porcentagem volumétrica de fibra;

$l_f$  = comprimento da fibra;

$d_f$  = diâmetro da fibra;

$N$  = número de ancoragens nas extremidades das fibras.

Para descrever o comportamento das armaduras longitudinais e transversais, foi considerado um aço com modelo elasto-plástico perfeito com módulo de elasti-

**TABELA 1**

PARÂMETROS ADOTADOS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Concreto				
Resistência média à compressão ( $f_{cm}$ )	Resistência à tração ( $f_{ct}$ )	Módulo de Elasticidade ( $E_{ci}$ )	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	
43,6 MPa	1,8 MPa	36976,97 MPa	0,2	
Armadura convencional				
Módulo de Elasticidade ( $E_s$ )	Resistência ao escoamento $f_y$ ( $\phi = 6$ mm)	Resistência ao escoamento $f_y$ ( $\phi = 10$ mm)		
210 GPa	469,4 MPa	562,3 MPa		
Fibra de aço				
Forma	Comprimento ( $l_f$ )	Diâmetro ( $d_f$ )	Fator de forma ( $l_f/d_f$ )	Teor de fibra
Fibra com gancho	50 mm	1 mm	50	25 kg/m <sup>3</sup> (0,32%) e 50 kg/m <sup>3</sup> (0,64%)

FONTE: CONFORTI et al. (2018)

dade único, à tração e à compressão. Foi admitido para o aço um módulo de elasticidade ( $E_s$ ) igual a 210 GPa, coeficiente de Poisson igual a 0,3 e deformação máxima igual a 10%. A resistência característica do aço à tração ( $f_{yk}$ ) é igual a 500 MPa para o aço CA-50 e 600 MPa para o aço CA-60.

#### 4. VALIDAÇÃO NUMÉRICA

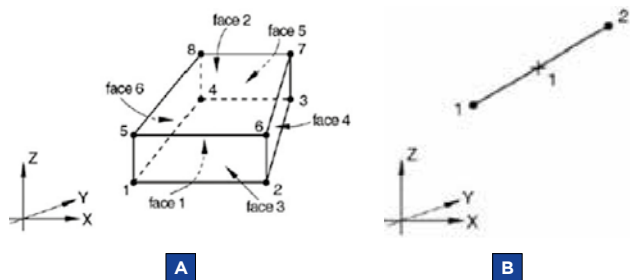
Nesta seção são utilizadas as vigas de CRFA testadas experimentalmente por Conforti et al. (2018) para um estudo comparativo e de validação das previsões das resistências residuais, do modelo *Concrete Damaged Plasticity* e do comportamento mecânico do CRFA, con-

forme modelagem numérica realizada. Os dados utilizados na análise numérica estão apresentados na Tabela 1.

Além do comparativo com os resultados obtidos experimentalmente por Conforti et al. (2018), também foi feita a comparação com os resultados da análise numérica de Trindade (2018).

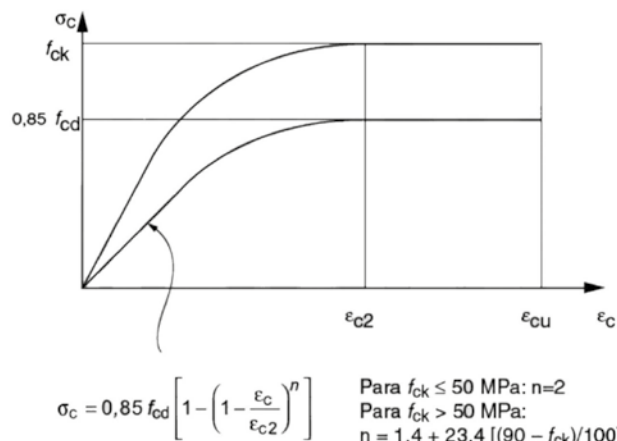
#### 4.1 Descrição das vigas

A Figura 7 ilustra a geometria e as armaduras convencionais da viga. A modelagem



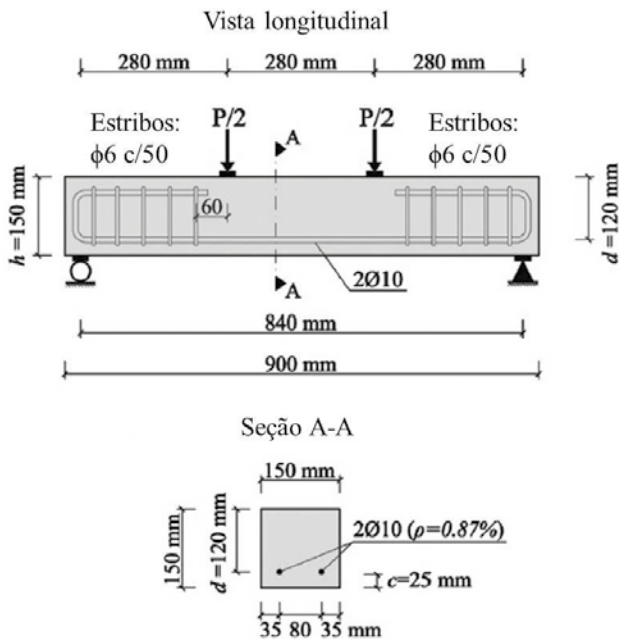
**FIGURA 5**  
ELEMENTO TIPO (A) C3D8R E (B) T3D2

FONTE: HIBBIT, KARLSSON E SORENSEN (2012)



**FIGURA 6**  
DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO IDEALIZADO DO CONCRETO COMPRIMIDO

FONTE: ABNT NBR 6118 (2014)



**FIGURA 7**  
GEOMETRIA E DETALHE DAS ARMADURAS DA VIGA

Fonte: ADAPTADO DE CONFORTI *et al.* (2018)

da viga e o esquema do ensaio no ABAQUS são apresentados na Figura 8.

#### 4.2 Obtenção dos parâmetros CDP e das resistências residuais à tração

Os parâmetros CDP foram calculados conforme discutido no item 3 e seus valores estão apresentados na Tabela 2.

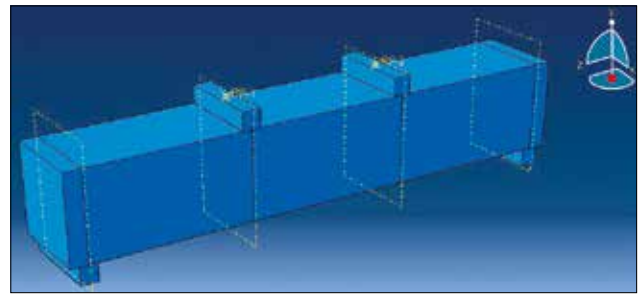
Para a determinação do modelo constitutivo do CRFA tracionado, foi necessária a previsão das resistências residuais à tração na flexão  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$ , que foram obtidas por meio das Equações 5 e 6, respectivamente.

A Tabela 3 apresenta um comparativo entre os valores previstos e os obtidos experimentalmente por Conforti *et al.* (2018).

Observa-se que a previsão de  $f_{R1}$  foi a que mais se aproximou dos resultados experimentais e que as menores diferenças ocorreram para o maior teor de fibra

#### 4.3 Análise comparativa do modelo numérico x experimental

O estudo comparativo foi dividido em duas etapas. No primeiro estudo foram uti-



**FIGURA 8**  
MODELAGEM DA VIGA E ESQUEMA DO ENSAIO NO ABAQUS

lizados os valores de  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$  encontrados por Conforti *et al.* (2018), enquanto que no segundo estudo utilizaram-se os valores de  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$  previstos. Em relação aos comprimentos característicos ( $l_{cs}$ ), foram realizadas duas análises, uma assumindo  $l_{cs} = l_f = 50$  mm e outra considerando  $l_{cs} = h_{viga} = 150$  mm.

Para atingir a precisão desejada dos resultados numéricos, realizou-se o estudo de convergência de malha de elementos finitos, avaliando os diagramas força-deslocamento de diferentes níveis de

refinamento, considerando tamanhos aproximados das malhas iguais a 0,02 m, 0,03 m, 0,04 m e 0,05 m.

As Figuras 9, 10, 11 e 12 ilustram, respectivamente, os resultados das análises referentes ao 1º estudo para  $l_{cs} = 50$  mm e  $V_f = 25$  kg/m<sup>3</sup>,  $l_{cs} = 50$  mm e  $V_f = 50$  kg/m<sup>3</sup>,  $l_{cs} = 150$  mm e  $V_f = 25$  kg/m<sup>3</sup>, e  $l_{cs} = 150$  mm e  $V_f = 50$  kg/m<sup>3</sup>.

As Figuras 13, 14, 15 e 16 ilustram, respectivamente, os resultados das análises referentes ao 2º estudo para  $l_{cs} = 50$  mm e  $V_f = 25$  kg/m<sup>3</sup>,  $l_{cs} = 50$  mm e  $V_f = 50$  kg/m<sup>3</sup>,  $l_{cs} = 150$  mm e  $V_f = 25$  kg/m<sup>3</sup>, e  $l_{cs} = 150$  mm e  $V_f = 50$  kg/m<sup>3</sup>.

Os modelos numéricos foram capazes de prever com boa precisão o comportamento experimental. Porém, em todas as configurações, os resultados numéricos apresentam uma rigidez maior que o experimental no ramo pré-pico, fato provavelmente atribuído à definição do módulo de elasticidade do CRFA. Observa-se em todas

**TABELA 2**  
PARÂMETROS CDP ADOTADOS PARA A SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Parâmetro	Teor de fibra	
	25 kg/m <sup>3</sup>	50 kg/m <sup>3</sup>
Ângulo de dilatação	32,11° (Chi <i>et al.</i> , 2017)	26,98° (Chi <i>et al.</i> , 2017)
Excentricidade	0,1	0,1
$f_{b0}/f_{c0}$	1,23 (Chi <i>et al.</i> , 2017)	1,30 (Chi <i>et al.</i> , 2017)
k	0,669 (Chi <i>et al.</i> , 2017)	0,672 (Chi <i>et al.</i> , 2017)
Parâmetro de viscosidade	0,0001	0,0001

**TABELA 3**  
VALORES DE  $f_{R1}$  E  $f_{R3}$  PREVISTOS E OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE

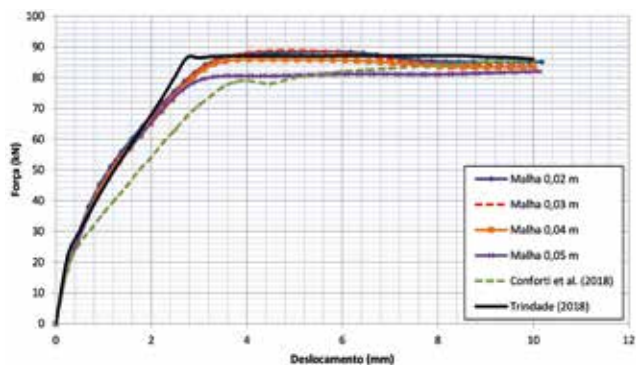
Teor de fibra (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{R1}$ (MPa)			$f_{R3}$ (MPa)		
	Conforti <i>et al.</i> (2018)	Valor previsto	$\Delta$ (%)	Conforti <i>et al.</i> (2018)	Valor previsto	$\Delta$ (%)
25	3,22	3,84	19,25	2,90	4,37	50,69
50	5,08	5,05	-0,59	4,53	5,86	29,36



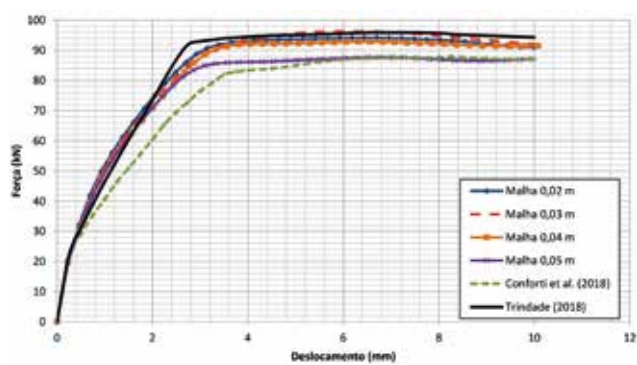
as malhas um comportamento semelhante ao modelo numérico de Trindade (2018), principalmente para as malhas mais refinadas.

Ao comparar as curvas força-deslocamento para cada um dos comprimentos característicos, conclui-se que o aumen-

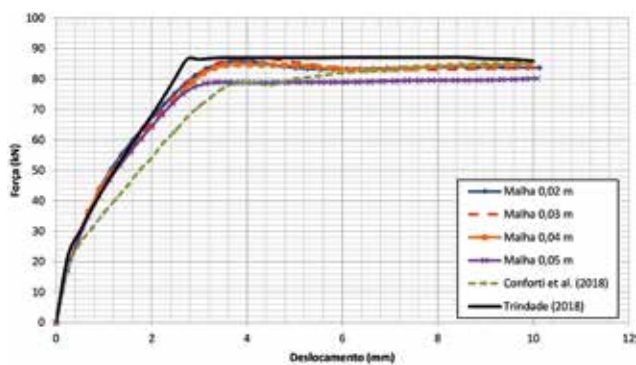
to de  $l_{cs}$  de 50 mm para 150 mm provocou uma redução de força. O aumento do comprimento característico reduz a



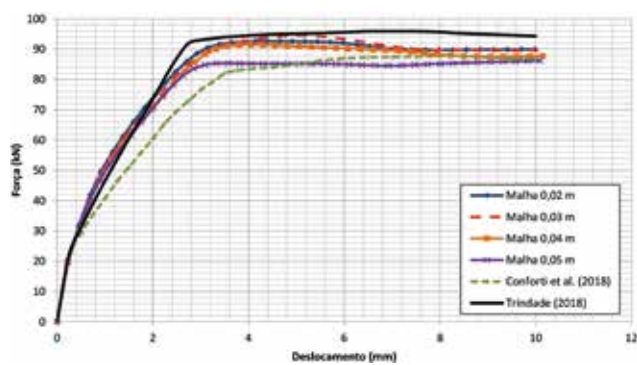
**FIGURA 9**  
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 1º ESTUDO PARA  $l_{cs} = 50$  MM  
E  $V_f = 25$  KG/M<sup>3</sup>



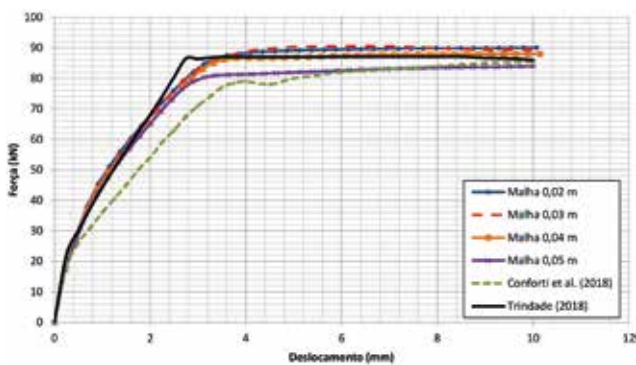
**FIGURA 10**  
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 1º ESTUDO PARA  $l_{cs} = 50$  MM  
E  $V_f = 50$  KG/M<sup>3</sup>



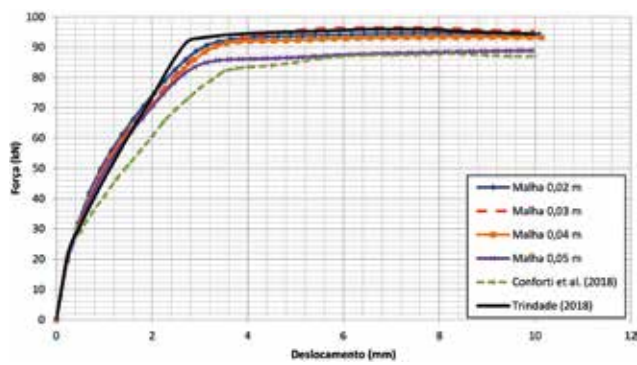
**FIGURA 11**  
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 1º ESTUDO PARA  $l_{cs} = 150$  MM  
E  $V_f = 25$  KG/M<sup>3</sup>



**FIGURA 12**  
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 1º ESTUDO PARA  $l_{cs} = 150$  MM  
E  $V_f = 50$  KG/M<sup>3</sup>



**FIGURA 13**  
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 2º ESTUDO PARA  $l_{cs} = 50$  MM  
E  $V_f = 25$  KG/M<sup>3</sup>



**FIGURA 14**  
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 2º ESTUDO PARA  $l_{cs} = 50$  MM  
E  $V_f = 50$  KG/M<sup>3</sup>

**TABELA 4**

COMPARATIVO ENTRE AS FORÇAS MÁXIMAS RESISTIDAS PELA VIGA

Teor de fibra (kg/m <sup>3</sup> )	Estudo analisado	P <sub>máx</sub> (kN)			
		Conforti et al. (2018)	Trindade (2018)	Numérico	
				I <sub>cs</sub> = 50 mm	I <sub>cs</sub> = 150 mm
25	1º estudo	85,40	87,10	81,87	80,17
	2º estudo			84	83,66
50	1º estudo	87,90	95,90	87,72	86,2
	2º estudo			88,85	88,11

deformação máxima e, assim, reduz a capacidade resistente no regime fissurado.

Essa redução de força pode ser vista na Tabela 4, onde é feito um comparativo entre as forças máximas obtidas por Conforti et al. (2018), Trindade (2018) e pelo modelo numérico com malha de 0,05 m, para os teores de fibra de 25 kg/m<sup>3</sup> e 50 kg/m<sup>3</sup>, I<sub>cs</sub> = 50 mm e I<sub>cs</sub> = 150 mm, para o 1º e 2º estudo.

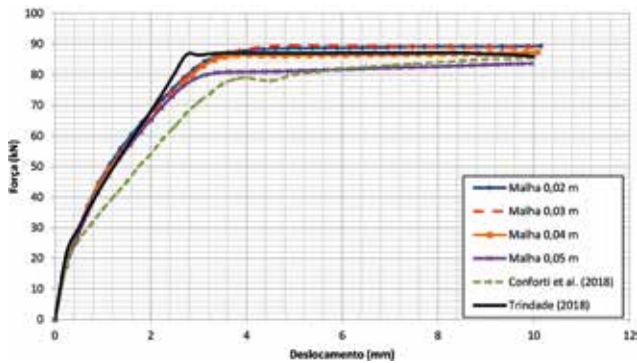
Os resultados mostrados na Tabela 4 e nas Figuras 17 e 18 também demonstram um aumento da força máxima resistida pela viga em função do aumento da quantidade de fibras adicionadas ao concreto. Destaca-se também que com o aumento da quantidade de fibras, houve um aumento da rigidez no ramo pré-pico. Esse aumento ocorre, pois as fibras retardam a propagação das fissuras, aumentando a resistência, a ductilidade e a rigidez do CRFA.

Por fim, nota-se que o 2º estudo apresentou forças maiores que o 1º estudo. Esse aumento pode ser justificado pelo fato de as resistências residuais previstas terem sido maiores que as obtidas experimentalmente. As Figuras 17 e 18 ilustram as diferenças entre as curvas força-deslocamento do 1º e 2º estudo para comprimentos característicos iguais a 50 e 150 mm, respectivamente, considerando também os teores de fibras de 25 e 50 kg/m<sup>3</sup>, e malha de 0,05 m.

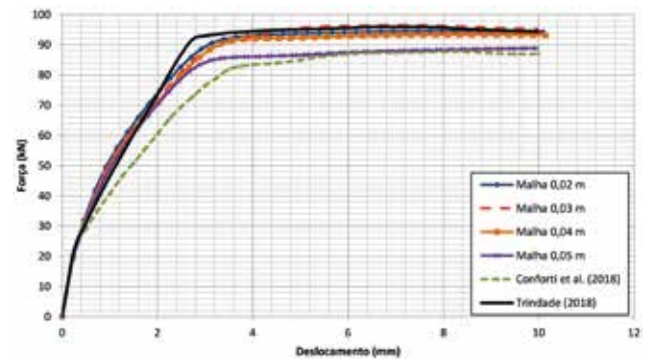
Ao comparar o 1º e o 2º estudo, observa-se uma diferença maior para teores de fibras de 25 kg/m<sup>3</sup>, pois para este teor ocorreram as maiores diferenças entre as resistências residuais previstas e as obtidas experimentalmente.

## 5. CONCLUSÕES

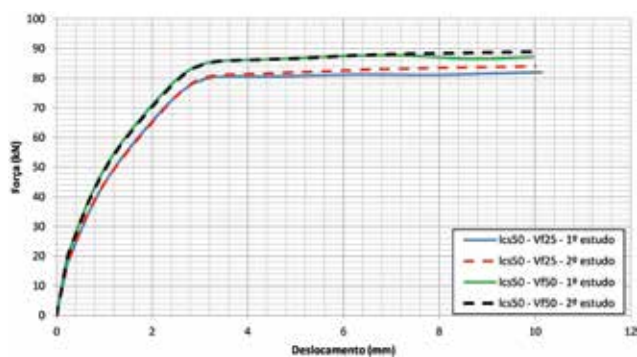
Neste artigo foi apresentada uma análise numérica via método dos elementos finitos de vigas de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) a partir de equações

**FIGURA 15**

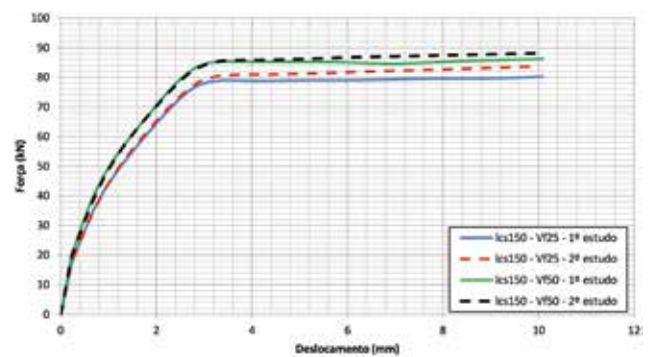
CONVERGÊNCIA DE MALHA: 2º ESTUDO PARA I<sub>cs</sub> = 150 mm E V<sub>f</sub> = 25

**FIGURA 16**

CONVERGÊNCIA DE MALHA: 2º ESTUDO PARA I<sub>cs</sub> = 150 mm E V<sub>f</sub> = 50 kg/m<sup>3</sup>

**FIGURA 17**

CURVA FORÇA-DESLOCAMENTO: COMPARATIVO ENTRE O 1º E 2º ESTUDO PARA I<sub>cs</sub> = 50 mm

**FIGURA 18**

CURVA FORÇA-DESLOCAMENTO: COMPARATIVO ENTRE O 1º E 2º ESTUDO PARA I<sub>cs</sub> = 150 mm

propostas na literatura para previsão das resistências residuais à flexão.

A partir das análises realizadas, pode-se afirmar que os modelos numéricos com as resistências residuais previstas por meio das equações propostas por Venkateshwaran, Tan e Li (2018) foram capazes de representar o comportamento do CRFA.

Os modelos numéricos com o uso do CDP foram capazes de prever com boa precisão o comportamento experimental, indicando que o modelo é adequado e possui potencial para simular o comportamento mecânico de vigas de CRFA.

Para representação do comportamento pós-fissuração do CRF tracionado, foi

utilizado o modelo constitutivo linear descrito pela ABNT NBR 16935 (2021). No entanto, a norma brasileira não menciona os casos em que  $f_{ct} > f_{Fts}$ , que podem ocorrer, por exemplo, em concretos com baixos teores de fibras. Portanto, nestes casos foi utilizado o modelo proposto pelo *fib Model Code* 2010 (2013). ☹

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16935: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16940: Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- [4] CHI, Y.; YU, M.; HUANG, L.; XU, L. Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. *Engineering Structures*, p. 23-35, 2017.
- [5] CONFORTI, A.; ZERBINO, R.; PLIZZARI, G. A. Influence of steel, glass and polymer fibers on the cracking behavior of reinforced concrete beams under flexure. *Structural Concrete*, p. 1-11, 2018.
- [6] HIBBIT, H.; KARLSSON, B.; SORENSEN, E. *ABAQUS/CAE User's Manual*. USA, 6.12, 2012.
- [7] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. FIB MODEL CODE 2010: Fib Model Code for Concrete Structures 2010. Switzerland, 436 p, 2013.
- [8] TRINDADE, Y. T. Numerical modeling of the post-cracking behavior of SFRC and its application on design of beams according to fib Model Code 2010. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2018.
- [9] VENKATESHWARAN, A.; TAN, K. H.; LI, Y. Residual flexural strengths of steel fiber reinforced concrete with multiple hooked-end fibers. *Structural Concrete*, Wiley Online Library, v. 19, n. 2, p. 352-365, 2018.

# PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

## Macrofibras poliméricas para concreto destinado a aplicações estruturais: definições, especificações e conformidade

Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre *Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras*, a Prática Recomendada especifica os requisitos técnicos das macrofibras poliméricas para uso em concreto estrutural.

A Prática Recomendada abrange macrofibras para uso em todos os tipos de concreto, incluindo concreto projetado, para pavimentos, pré-moldados, moldados no local e concretos de reparo.

### AQUISIÇÃO

[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br) (Loja Virtual)

### DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-29-9

**Edição:** 1ª edição

**Formato:** eletrônico

**Páginas:** 37

**Acabamento:** digital

**Ano da publicação:** 2017

**Coordenador:** Eng. Marco Antonio Carnio

## PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

MACROFIBRAS POLIMÉRICAS PARA CONCRETO  
DESTINADO A APLICAÇÕES ESTRUTURAIS



COMITÊ 303: Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras

GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio  
Representante CTA: Sofia Maria Carrato Denis

### Patrocínio



# Desenvolvimento de concreto drenante com resíduo de borracha de pneu

**VANESSA G. DE OLIVEIRA ALMEIDA** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0001-9740-1940> (vanessa.gentil@hotmail.com) ;

**FERNANDA M. C. DE MELO** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-0122-8336> ; **HERBET A. DE OLIVEIRA** - PROF. - <https://orcid.org/0000-0003-4159-6325> ;

**LARISSA I. C. DA SILVA** - GRAD. - <https://orcid.org/0000-0002-2654-3658> ; **EMILLY DE O. SANTOS** - GRAD. - <https://orcid.org/0009-0009-4531-7881> ;

**LUAN DA C. RIBEIRO** - GRAD. - <https://orcid.org/0009-0006-2808-2724> | INSTITUTO FEDERAL DE SERGIPE

## RESUMO

**E**STE TRABALHO TEM COMO OBJETIVO A PRODUÇÃO DE UM CONCRETO DRENANTE COM A INCORPORAÇÃO DE RESÍDUO DE BORRACHA DE PNEU NAS PROPORÇÕES DE 5% E 7% EM SUBSTITUIÇÃO PARCIAL AO AGREGADO GRAÚDO, AVALIANDO SUAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS. OS RESULTADOS MOSTRARAM QUE O CONCRETO DRENANTE DE REFERÊNCIA (CPR) APRESENTOU MASSA ESPECÍFICA APARENTE NO ESTADO FRESCO SUPERIOR AO ESTABELECIDO PELA NORMA INTERNACIONAL PARA CONCRETOS PERMEÁVEIS. NO ESTADO ENDURECIDO, A MASSA ESPECÍFICA FOI REDUZIDA NOS CONCRETOS QUE CONTINHAM RESÍDUO. EM RELAÇÃO À ABSORÇÃO DE ÁGUA NÃO FORAM OBTIDAS VARIAÇÕES SIGNIFICATIVAS COM A INCORPORAÇÃO DO RESÍDUO. TODOS OS TIPOS DE CONCRETO APRESENTARAM ALTA PERMEABILIDADE À ÁGUA. NO QUE TANGE À RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E À RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO, OS CONCRETOS NÃO APRESENTARAM VALORES DENTRO DO LIMITE ESTABELECIDO PELA ABNT NBR 16416:2015. CONTUDO, ESSE MATERIAL PODE SER APLICADO EM ÁREAS DE JARDINS, CALÇADAS COM POUCO FLUXO DE PESSOAS, TAMPAS DE VALAS E BUEIROS.

**PALAVRAS-CHAVE:** CONCRETO DRENANTE, RESÍDUO, BORRACHA DE PNEU, PERMEABILIDADE À ÁGUA.

## 1. INTRODUÇÃO

O crescimento das áreas urbanas, juntamente com a falta de planejamento do uso e ocupação do solo, vem gerando problemas de saneamento básico, em função do surgimento de mais áreas impermeabilizadas. Em pavimentos de concretos convencionais, é possível notar que, durante as chuvas, há escoamento

superficial da água e este volume passa para o sistema de drenagem urbana da cidade. Essa demanda, por sua vez, que chega ao sistema pode causar uma saturação e ocasionar as enchentes.

Uma alternativa para tentar favorecer o escoamento de água e reduzir as áreas de impermeabilização e, em contrapartida, as enchentes, é aumentar a permeabilidade do solo através do uso do concreto drenante para revestimento de pavimentos. Bressam, Dessuy e Oliveira (2017) afirmam que é possível aplicar pavimentos permeáveis em substituição ao sistema convencional, fazendo com que ocorra a infiltração da água e o escoamento superficial seja reduzido.

A característica de permeabilidade do concreto dá-se através de vazios interligados que permitem a percolação da água por ação da gravidade. Por esse motivo, na maioria das misturas, não se utiliza o agregado miúdo, logo o concreto é produzido apenas com o ligante, água e o agregado graúdo. Diferente dos outros tipos de concreto, a sua qualidade é definida pela porosidade, pela taxa de infiltração de água e sua massa, não sendo a resistência fator de grande importância (BOTTEON, 2017).

A indústria da construção civil exerce importante papel na transformação ambiental da sociedade, mas gera impactos negativos sobre o meio ambiente devido às diversas formas de poluição ambiental, por meio do elevado consumo de recursos naturais e, também, com a geração de resíduos. Com

isso, a utilização de resíduos como matéria-prima para construção pode ser uma alternativa para reduzir a quantidade desses recursos naturais retirados do meio ambiente, ao mesmo tempo em que oferece uma disposição ambiental adequada dos resíduos.

Os resíduos sólidos são muitas vezes descartados de maneira inadequada. Dentre os vários tipos de materiais que são encontrados em meio aos descartes, e que vem trazendo uma preocupação em relação aos danos que podem causar ao ambiente, encontram-se os chamados pneus inservíveis.

Diante desta realidade, alguns autores, tais como Raeesi *et al.*, (2020) e Monteiro Junior *et al.*, (2019) têm pesquisado a utilização dos resíduos de borracha de pneu na produção de concreto drenante. Esse trabalho complementa esses estudos anteriores por se tratar de uma solução para problemática que abrange diversos locais em relação às condições de drenagem urbana e também em relação à sustentabilidade, podendo dar um destino final apropriado a esse tipo resíduo. Nesse trabalho, pode-se obter resultados de densidade aparente melhores em relação as normas.

Neste contexto, frente à quantidade de resíduo de borracha de pneu sem destino apropriado, o presente trabalho discorre acerca da produção de um concreto drenante com o reaproveitamento do resíduo de borracha de pneu nas proporções de 5% e 7% (na forma de filamento), em substituição parcial

**TABELA 1**

ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICO DO CIMENTO

Propriedades	Resultados	Norma
Índice de finura (%)	1,92	ABNT NBR 11579:2012
Consistência normal (%)	30,0	ABNT NBR 16606:2018
Início de pega (min)	160	ABNT NBR 16607:2018
Expansibilidade à quente (mm)	0,29	ABNT NBR 11579:2012
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,14	ABNT NBR 16605:2-17
Resistência à compressão (MPa)	35,7	ABNT NBR 7215:2019

FONTE: DADOS DA PESQUISA (2021)

ao agregado graúdo. As matérias-primas foram caracterizadas seguindo as recomendações normativas. Os concretos permeáveis foram avaliados no estado fresco, por meio do ensaio de massa específica aparente, e no estado endurecido, a partir dos ensaios de absorção de água, massa específica, permeabilidade, resistência à compressão e resistência à tração na flexão.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL PARA DESENVOLVIMENTO

### 2.1 Matérias-primas

Para a produção dos concretos permeáveis com resíduo de borracha de pneu foram utilizados o cimento Portland, pedrisco, resíduo de borracha de pneu, aditivo superplastificante e água.

### 2.2 Ensaios de caracterização

#### 2.2.1 CIMENTO

O ligante hidráulico utilizado foi o CPV-ARI-RS (cimento Portland de alta resistência inicial resistente a sulfato), caracterizado por meio dos ensaios de índice de finura, consistência normal da pasta, tempo de pega, massa específica, expansibilidade Le Chatelier e resistência à compressão.

#### 2.2.2 PEDRISCO

O agregado graúdo utilizado foi o pedrisco passante na peneira de n°3/8 pol, de abertura 9,5 mm, caracterizado por meio dos ensaios de análise granulométrica, massa unitária e massa específica.

### 2.2.3 RESÍDUO DE BORRACHA DE PNEU

O resíduo utilizado foi o proveniente da recauchutagem de pneus, em forma de filamento passante na peneira de n° ¼ pol, de abertura de 6,3 mm. Foi realizada a coleta do resíduo, secagem em estufa com temperatura de 105° C e armazenamento em recipientes fechados. Foi caracterizado por meio dos ensaios de análise granulométrica, massa unitária e massa específica.

### 2.3 Procedimento de dosagem e moldagem dos corpos de prova

A dosagem para as misturas foi predefinida a partir da revisão bibliográfica, uma vez que não se tem dados de um procedimento específico no mundo para dosagem de concreto drenante. Dessa maneira, o traço adotado nessa pesquisa foi a dosagem em volume 1:3 (cimento:pedrisco), incorporando a essa mistura de referência porcentagens em massa do resíduo de borracha de pneu (5% e 7%) em substituição parcial ao agregado graúdo. Em relação ao fator água/cimento foi adotada 0,32. Foi utilizado também, a fim de melhorar a

trabalhabilidade dos concretos, um aditivo superplastificante (reductor de água tipo 2) referente à quantidade de 2% em relação à massa do cimento.

## 2.4 Ensaios do concreto nos estados fresco e endurecido

Foi determinada a propriedade de massa específica aparente (ABNT NBR 9833:2009) do concreto drenante em seu estado fresco. No estado endurecido foram realizados os ensaios de absorção de água (ABNT NBR 9778:2009) e massa específica (ABNT NBR 9778:2009), permeabilidade (anexo A da ANBT NBR 16416:2015), resistência à compressão (ABNT NBR 5739:2018) e resistência à tração na flexão (ABNT NBR 12142:2012). Os resultados dos ensaios foram submetidos a uma análise estatística através da metodologia de análise de variância (ANOVA) seguida pelo teste de Tukey.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 Caracterização da matéria-prima

Os resultados obtidos dos ensaios de caracterização do cimento, do pedrisco e do resíduo de borracha de pneu, serão abordados nesse item.

#### 3.1.1 CIMENTO PORTLAND

A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do cimento Portland.

#### 3.1.2 PEDRISCO E RESÍDUO DE BORRACHA DE PNEU

##### 3.1.2.1 MASSA ESPECÍFICA E MASSA UNITÁRIA

A Tabela 2 apresenta a massa

**TABELA 2**

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MASSA ESPECÍFICA E MASSA UNITÁRIA

Matéria-prima	Massa unitária solta (g/cm <sup>3</sup> )	Massa unitária compactada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )
Pedrisco	1,29	1,35	2,20
Resíduo de borracha de pneu	0,27	0,40	1,18

FONTE: DADOS DA PESQUISA (2021)

específica e as massas unitárias (estado solto e compactado) do pedrisco e do resíduo da borracha de pneu.

Diante dos resultados, pode-se verificar que o pedrisco apresentou maiores valores de massa unitária, constatando com isso menores quantidades de vazios, em relação à mesma proporção do resíduo de borracha, já que este se apresenta em formato de fibras irregulares. Como era esperado, o valor referente à massa específica do resíduo foi menor do que o do pedrisco, sendo considerado um agregado leve.

### 3.1.2.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A Tabela 3 apresenta a análise granulométrica do resíduo de borracha e do pedrisco e a Figura 1 mostra as curvas granulométricas de cada um dos materiais.

O módulo de finura do resíduo de borracha de pneu varia em função de sua dimensão e formato adotado. O valor encontrado nesta pesquisa foi de 3,01, apresentando-se próximo ao adotado em outras pesquisas, como de 3,87; 3,49; 3,81 e de 3,32, que também utilizaram esse resíduo em sua forma de filamento.

De acordo com a Figura 1, os materiais apresentaram-se com uma granulometria

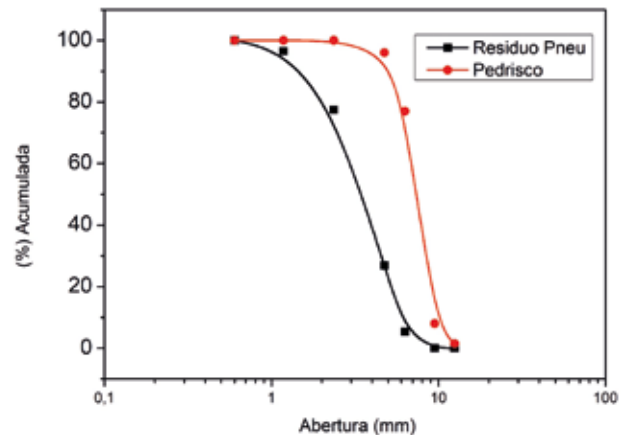
uniforme, onde a curva é quase vertical, indicando a predominância de um só tipo de fração. Com base nos parâmetros representativos dessa curva, o Cu (coeficiente de não uniformidade) foi classificado como um material uniforme.

### 3.2 Propriedade do concreto no estado fresco

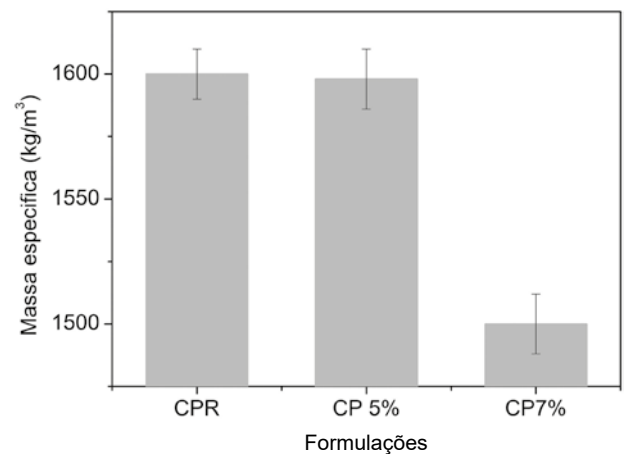
São apresentados na Figura 2, os resultados do ensaio de massa específica no estado fresco do concreto drenante referência e dos concretos com resíduo de borracha de pneu.

O concreto drenante de referência apresentou maior valor de massa específica aparente em relação aos concretos com incorporação do resíduo de borracha de pneu. Os resultados mostraram que existe uma diferença significativa entre as médias (valor  $p = 0,032$ ); com o teste de Tukey, constatou-se uma redução significativa entre os resultados do concreto CP 7% em relação ao concreto de referência, em 8%.

A ABNT NBR 16416:2015 prescreve que os concretos permeáveis devem possuir massa específica aparente tanto no estado fresco como no estado endurecido superiores a  $1600 \text{ kg/m}^3$ . Já os concretos com 5% e 7% de resíduo encontram-se numa faixa abaixo do estabelecido nessa norma, no



**FIGURA 1**  
CURVA GRANULOMÉTRICA DO RESÍDUO E DO PEDRISCO  
FONTE: DADOS DA PESQUISA (2021)



**FIGURA 2**  
RESULTADOS DO ENSAIO DE MASSA ESPECÍFICA APARENTE NO ESTADO FRESCO  
FONTE: DADOS DA PESQUISA (2021)

### TABELA 3

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO RESÍDUO DE BORRACHA E DO PEDRISCO

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida acumulada (%)	
	Resíduo de borracha de pneu	Pedrisco
12,5	—	1,5
9,5	0	8
6,3	5,38	77
4,75	26,89	96
2,36	77,43	100
1,18	96,78	—
600	100	—
Fundo	0	0
Diâmetro máximo (mm)	9,5	12,5
Módulo de finura	3,01	2,04

FONTE: O AUTOR (2021)

entanto coerente com resultados encontrados na literatura, atingindo valores de  $1582 \text{ kg/m}^3$  e  $1475 \text{ kg/m}^3$ , respectivamente.

### 3.3 Propriedade do concreto no estado endurecido

#### 3.3.1 MASSA ESPECÍFICA E ABSORÇÃO DE ÁGUA

São apresentados na Tabela 4 os resultados referentes à massa específica e absorção de água dos concretos permeáveis.

O concreto drenante de referência apresentou maior valor de massa

**TABELA 4**

RESULTADOS DE MASSA ESPECÍFICA E ABSORÇÃO DE ÁGUA

Formulações	Massa específica (kg/cm <sup>3</sup> )	Absorção de água (%)
CPR	1680,0 ± 55	9,06 ± 0,61
CP5%	1541,0 ± 21	8,91 ± 0,13
CP7%	1466,5 ± 38	9,25 ± 0,0

Fonte: DADOS DA PESQUISA (2021)

específica em relação aos concretos com incorporação do resíduo de borracha de pneu. Os resultados mostraram que existe uma diferença significativa entre as médias (valor  $p = 0,032$ ); com o teste de Tukey, constatou-se redução significativa dos concretos com resíduo em relação ao concreto de referência, para o CP5% e CP7%, de 8,27% e 12,7%, respectivamente.

Os corpos de prova dos concretos permeáveis, principalmente os que possuem em sua composição resíduos reciclados, possuem uma maior fragmentação das partículas superficiais em suas bordas. Por conta disso, é preciso levar em consideração a possível dispersão dos resultados de massa específica no estado endurecido.

Na propriedade de absorção de água, foi observada uma redução não

significativa para o concreto com 5% e um aumento para o concreto com 7% do resíduo em relação à mistura de referência. Esse fato pode ter ocorrido devido a um mau adensamento, ocasionando pontos com maiores concentrações do resíduo do que em outros.

### 3.3.2 PERMEABILIDADE

São apresentados na Figura 3 os resultados do ensaio de permeabilidade, assim como os valores de desvio padrão das três placas dos concretos permeáveis.

De acordo com a análise estatística, os resultados mostraram que não existe uma diferença significativa (valor  $p = 0,19$ ) entre as médias dos tipos de concretos apresentados.

Ao se avaliar os concretos permeáveis contendo borracha de pneu, foi verificado que a adição desse resíduo tende a diminuir o coeficiente de permeabilidade. Esse fato pode ser observado no concreto com a incorporação de 5% do resíduo. Já no concreto com a porcentagem de 7%, provavelmente ocorreu um mau adensamento no momento da moldagem dos corpos de prova, justificando esse resultado. Os autores ainda concluem que as partículas menores afetam mais a permeabilidade do que as maiores, pois elas preenchem facilmente os poros entre os agregados naturais.

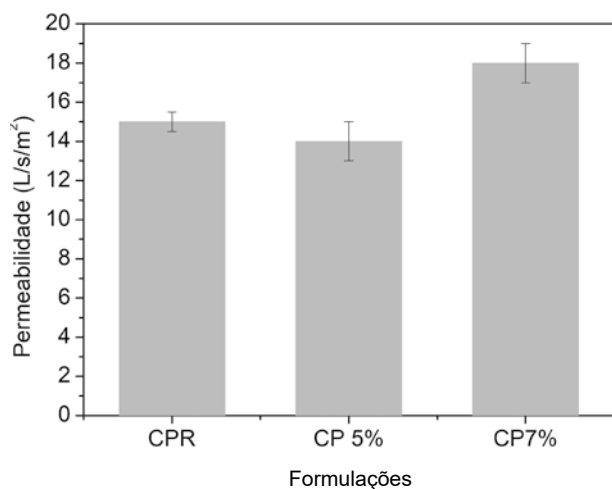
### 3.3.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

São apresentadas na Figura 4 as médias dos resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos permeáveis.

Os resultados mostraram que existe uma diferença entre as médias entre todas as formulações (valor  $p = 0,0053$ ) com o teste de Tukey, e constatou-se redução significativa do concreto com resíduo em relação ao concreto de referência, para o CP5% e CP7%, de 35,64% e 63,36%, respectivamente.

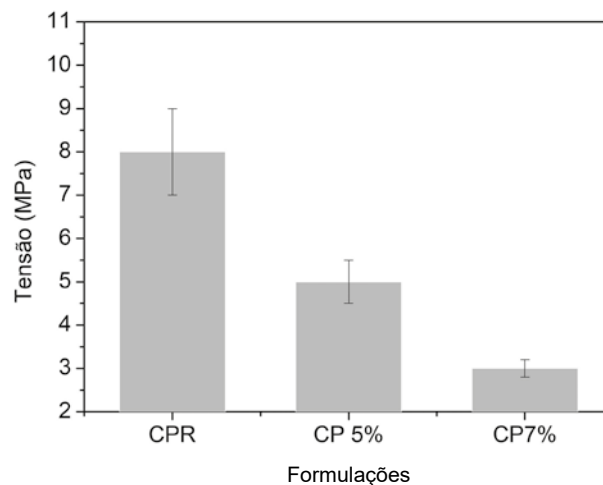
O concreto drenante de referência foi a formulação que apresentou maior valor de resistência à compressão. A partir da substituição parcial do agregado graúdo pelo resíduo de borracha, houve um decréscimo nos valores de resistência.

Os concretos que possuem resíduos de borracha de pneu em sua composição tendem a experimentar redução na resistência à compressão devido à fraca ligação existente entre a matriz cimentícia e a partícula da borracha de pneu. Um outro fator que afeta essa propriedade é a granulometria irregular desses resíduos que geram vazios e aumentam a porosidade, resultando em concreto menos resistente.

**FIGURA 3**

RESULTADOS DO ENSAIO DE PERMEABILIDADE À ÁGUA

Fonte: DADOS DA PESQUISA (2021)

**FIGURA 4**

RESULTADOS DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Fonte: DADOS DA PESQUISA (2021)

São apresentadas na Figura 5 as médias dos resultados do ensaio de resistência à tração na flexão dos concretos permeáveis com seus desvios.

Em relação aos resultados do ensaio de resistência à tração na flexão, pode-se notar que, por meio da análise estatística, os resultados mostraram-se iguais ( $p = 0,38$ ), não apresentando diferença significativa entre as amostras.

Os valores obtidos não atenderam à especificação mínima quanto à resistência mecânica característica, definida pela ABNT NBR16416:2015, para revestimento de pavimento de concreto drenante moldado no laboratório. A norma limita a determinação da resistência à tração na flexão a valores

superiores a 2 MPa para tráfego leve de veículos.

#### 4. CONCLUSÕES

Os resultados experimentais foram comparados com valores disponíveis na literatura para ensaios similares.

Os resultados mostraram que em relação à massa específica, tanto no estado fresco como no estado endurecido, a norma estabelece um valor mínimo de  $1600 \pm 80 \text{ kg/m}^3$ . Sendo assim, somente os resultados do concreto de referência apresentaram-se dentro desse limite; nos concretos com as incorporações dos resíduos, esses valores ficaram abaixo do limite da norma. Entretanto, encontram-se dentro dos valores observados na literatura.

Sobre a propriedade da permeabilidade, os resultados desta pesquisa mostraram-se de acordo com a faixa estabelecida nos estudos de alguns autores.

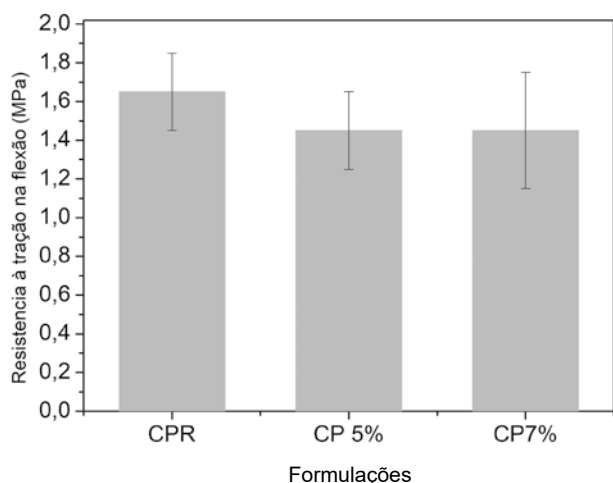
Os resultados referentes à resistência à compressão não atenderam a ABNT NBR 16416:2015, que determina um valor  $\geq 20 \text{ MPa}$ , no entanto encon-

tra-se dentro dos valores estabelecidos pelo ACI 522 2010, de 2,8 MPa a 28 MPa. E sobre a resistência à tração na flexão, os valores também não atenderam aos 2 MPa, exigidos por norma.

Diante dos dados expostos, o concreto drenante com incorporação de resíduo de borracha de pneu produzido nesta pesquisa não atendeu às especificações da ABNT NBR 16416:2015, para o uso em pavimentação de veículos leves. Contudo, esse material pode ser aplicado em áreas de jardins, calçadas com pouco fluxo de pedestres, tampas de valas e bueiros, possibilitando a eliminação de poças e lâminas d'água em dias chuvosos.

De fato, a aplicação do concreto drenante em pavimentos representa um cenário promissor na busca pela redução da impermeabilização das superfícies de áreas urbanas por meio de métodos mais sustentáveis e economicamente viáveis, visto que o resíduo pode ser adquirido sem custo, pois é descartado em aterros

A adição de resíduos na composição do concreto ajuda na diminuição da extração de recursos minerais e na redução dos impactos ambientais e dos danos causados à saúde devido à disposição irregular no meio ambiente. Com relação aos pneus, é uma oportunidade de utilização, visto que são inertizados no concreto, não oferecendo riscos ao meio ambiente, exceto se submetidos ao calor em elevadas temperaturas. ☺



#### FIGURA 5

RESULTADOS DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

FONTE: DADOS DA PESQUISA (2021)

#### ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT — ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16416: Pavimentos Permeáveis de Concreto — Requisitos e Procedimentos. Rio de Janeiro, 2015.
- [2] BRESSAM, G. S. C.; Oliveira, D. D.; Dessuy, T. Y. (2017) "Prevenção de enchentes urbanas: uma alternativa sustentável através do uso do concreto permeável", Salão do Conhecimento, UNIJUI. 2017.
- [3] BOTTEON, Letícia Machado. "Desenvolvimento e Caracterização de Concreto Permeável para Utilização em Blocos Intertravados para Estacionamentos", Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal Fluminense. Niterói/RJ, 2017.
- [4] MONTEIRO JUNIOR, Raimundo de Oliveira; *et al.* The technical feasibility of the use of rubber chips in the production of permeable concrete for urban paving — case study. 2019. Journal of Engineering and Technology for Industrial Applications, 2019. Edition. 19. Vol: 05
- [5] RAEESI, Ramin. *et al.* Field performance monitoring of waste tire-based permeable pavements. Transportation Geotechnics, 2020.



# Durabilidade de concretos com agregado graúdo reciclado frente a ação do dióxido de carbono

THAINÁ Y. DESSUY - EST. - <https://orcid.org/0000-0002-8659-9020> (dessuy.ty@gmail.com) | UFRGS  
LUCAS F. KRUG - PROF. - <https://orcid.org/0000-0002-4433-493X> | UNIJUÍ

## RESUMO

**O** TRABALHO SE JUSTIFICA EM VERIFICAR A UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS GRAÚDOS RE-CLICADOS, QUE SUBSTITUÍRAM PARCIALMENTE (10%, 20% E 30%, EM MASSA) O AGREGADO GRAÚDO NATURAL EM CONCRETOS. PARA ISSO, FORAM DOSADOS CONCRETOS PELO MÉTODO ABCP E CONFECCIONADOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS 10 X 20CM, EM MISTURADOR MECÂNICO, PARA UM ABATIMENTO DE  $(12 \pm 1)$  CM. NO ESTUDO, FORAM AVALIADOS OS CONCRETOS DE REFERÊNCIA, PRODUZIDOS COM AGREGADO GRAÚDO NATURAL DE ROCHA COM ORIGEM BASÁLTICA, ALÉM DOS CONCRETOS COM AGREGADO GRAÚDO RECICLADO PROVENIENTES DE RECICLADORA DE ORIGEM MISTA, CONSTITUÍDOS DE RESÍDUOS CLASSIFICADOS EM CLASSE A, CONFORME A RESOLUÇÃO DO CONAMA 307/02. APÓS MOLDA- GEM, E NAS IDADES PRÉ-ESTABELECIDAS, FORAM REALIZADOS OS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, ABSORÇÃO POR CAPILARIDADE E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO. COM OS RESULTADOS OBTIDOS, FORAM OBSERVADOS QUE OS CONCRETOS REFERÊNCIA E COM SUBSTITUIÇÃO DE 10% OBTIVERAM RESULTADOS IGUAIS, ESTATISTICAMENTE, NOS ENSAIOS PROPOSTOS, MOSTRANDO, ASSIM, SUA VIABILIDADE DE UTILIZAÇÃO EM CONCRETOS COMO AGREGADO RECICLADO.

**PALAVRAS-CHAVE:** AGREGADO, RECICLADO, CONCRETO.

## 1. INTRODUÇÃO

A exploração e utilização dos recursos naturais, principalmente dos não renováveis, para fins de construção, geram grande quantidade de resíduos de construção civil (RCC), classificando a indústria da construção civil como uma das mais exploradoras dos recursos naturais e a que mais gera resíduos [1]. Os RCC representam um dos maiores fluxos de resíduos no mundo, compondo cerca de 30% a 40% da quantidade total dos resíduos sólidos urbanos

(RSU) gerados nos países [2] e podem ser provenientes da ausência de gestão do processo construtivo ou de demolições ocorridas nas edificações, devido à necessidade de realizar novas construções ou devido à ocorrência de algum tipo de desastre natural [3].

A reciclagem é vista como a prática mais atrativa ao possibilitar a sustentabilidade na construção civil, principalmente na construção em concreto [4]. Contudo, incorporar agregados reciclados de RCC em concretos ainda é uma atividade limitada pelo fato de eles apresentarem características diferentes em relação aos agregados naturais, conferindo, em geral, baixa qualidade e baixo valor agregado [5].

O presente trabalho se justifica em estudar concretos com substituição parcial (10%, 20% e 30%, em massa) do agregado graúdo natural de origem basáltica por agregado graúdo reciclado misto de classe A (CONAMA 307/02), proveniente de recicladora localizada na região do noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (RS), através dos ensaios de resistência à compres-

são, absorção de água por capilaridade e profundidade de carbonatação, comparando seus resultados obtidos com o do concreto referência, a fim de incentivar seu emprego no próprio mercado da construção civil como forma de contribuir com a preservação do meio ambiente.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais

Os materiais utilizados na confecção dos concretos foram os seguintes: a) cimento Portland composto com filer calcário, de classe de resistência igual a 32 MPa (CP II F - 32), com massa específica de  $3,217 \text{ kg/dm}^3$  [6]; b) agregado graúdo natural (AGN) de origem basáltica, pertencente à zona granulométrica  $d/D = 4,75/12,5$  (brita 0); c) agregado graúdo reciclado (AGR) de origem mista de resíduos classificados como classe A (CONAMA 307/02), proveniente de empresa recicladora de RCC (localizada no município de Santa Rosa - RS); e d) agregado

**TABELA 1**

CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS UTILIZADOS

Agregado graúdo	Norma	Natural (brita basáltica)	Reciclado
Massa específica seca	[7]	$2,880 \text{ g/cm}^3$	$2,030 \text{ g/cm}^3$
Absorção de água	[7]	1,53%	11,03%
Dimensão máxima característica	[8]	9,50 mm	13 mm
Módulo de finura	[8]	5,94	5,79
Agregado miúdo	Norma	Natural (areia quartzosa)	
Massa específica seca	[9]	$2,574 \text{ g/cm}^3$	
Dimensão máxima característica	[8]	1,20 mm	
Módulo de finura	[8]	1,62	

**TABELA 2**

DOSAGEM DOS CONCRETOS

Traço	Quantidade dos materiais (kg/m <sup>3</sup> )						a/c	Slump (cm)
	C	AMN	AGN	AGR	Água calculada	Água de moldagem		
C_0%	522,510	568,000	1080,700	NSA	230	276,850	0,411	12,3
C_10%	522,510	568,000	972,630	1080,870	230	304,694	0,453	12,2
C_20%	522,510	568,000	864,560	216,140	230	328,162	0,487	12,0
C_30%	522,510	568,000	756,490	324,210	230	381,862	0,567	12,5

\*C = CIMENTO; A/C = RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO; SLUMP = ABATIMENTO DO TRONCO DE CONE

miúdo natural (AMN) de origem quartzosa proveniente de jazidas da região do noroeste do RS.

A caracterização básica dos agregados utilizados seguiu algumas normas vigentes de método de ensaio aplicáveis a agregados para concreto, cujos resultados podem ser observados na Tabela 1. Não foram empregados aditivos, tendo-se utilizado água para atingir o abatimento pré-estabelecido de  $(12 \pm 1)$  cm.

## 2.2 Produção dos concretos

A dosagem dos concretos seguiu a metodologia ABCP, na qual se considerou a caracterização dos materiais naturais, definindo-se uma resistência de 30 MPa aos 28 dias de cura, com abatimento fixado em  $(120 \pm 10)$  mm.

Com a quantidade definida dos constituintes da mistura referência, confeccionaram-se concretos com 10%, 20% e 30% de substituição, em massa, do agregado graúdo natural por agregado graúdo reciclado misto de RCC. Para a mistura, empregou-se uma betoneira de eixo horizontal de capacidade de 120 l, previamente imprimada com uma fina camada de cimento, areia e água, tendo o abatimento sido fixado em  $(120 \pm 10)$  mm, cujo ensaio está prescrito no método de ensaio [10]. O critério em adotar estes percentuais teve respaldo no fato de que até uma substituição de 30% de agregado natural por agregado reciclado não altera as propriedades do concreto de maneira significativa, conforme estudos já realizados [11], [12], [13], [14], [15], [16].

Cada mistura produzida foi identificada de acordo com a porcentagem de substituição do agregado graúdo natural por reciclado de RCC, cujo traço, relação a/c fi-

nal e valor de abatimento encontrado para cada concreto estão demonstrados na Tabela 2. Na confecção dos corpos de prova, não se empregou nenhum procedimento de compensação de água e de volume, de modo a facilitar o processo de produção dos concretos e simular uma situação real nos canteiros de obras.

Foram confeccionados, no total, 72 corpos de prova cilíndricos 10 x 20, e a cura dos corpos de prova foi conforme [17]. Nas primeiras 24 horas, a cura foi ao ar, em superfície plana e temperatura ambiente. Após isso, os corpos de prova foram acondicionados em câmara úmida com temperatura e umidade controladas  $(23 \pm 2^\circ \text{C}$  e 95%, respectivamente), em tempos definidos para cada ensaio. Os corpos de prova destinados para o ensaio de resistência à compressão foram curados 7, 28 e 56 dias, já os corpos de provas destinados ao ensaio de absorção de água por capilaridade e carbonatação acelerada tiveram cura de 28 dias.

## 2.3 Método de ensaios

Os concretos produzidos foram avaliados por meio de propriedades no estado fresco (massa específica [18]) e endurecido (resistência à compressão axial [19], absorção por capilaridade [20] e carbonatação acelerada [21]).

Os corpos de prova destinados ao ensaio de carbonatação, após os 28 dias de cura em câmara úmida, foram cortados com máquina de policorte, em três partes de alturas iguais e deixados no meio natural para perda de umidade livre por 28 dias. Após este período, os corpos de prova foram postos no interior de uma câmara de carbonatação, com concentração de  $\text{CO}_2$

prescrita em norma [21] de  $(5 \pm 1)\%$ , umidade relativa do ar de  $(60 \pm 5)\%$  e temperatura de  $(23 \pm 3)^\circ\text{C}$ , e nas idades de 21, 28 e 35 dias inseridos no interior da câmara. Nestas condições, foram avaliadas as profundidades de carbonatação. Ao final destas idades, aspergia-se solução em álcool de fenolftaleína de concentração de 1% na parte interna do concreto. Para auxiliar na medição da profundidade de carbonatação, utilizou o software Autocad, que através de imagens realizadas no dia do ensaio, foram inseridas em tamanho real para medir cotas da espessura incolor do concreto, sendo a profundidade de carbonatação a média de todas as cotas, metodologia que é adotada no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UNIJUÍ.

## 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 3.1 Massa específica no estado fresco

Os resultados obtidos de massa específica aparente dos concretos no estado fresco podem ser observados na Figura 1, que demonstra que as massas específicas aparentes dos concretos com agregado graúdo reciclado são menores que a massa específica do concreto referência (0% de teor de substituição). Esse comportamento pode ser atribuído ao fato dos agregados graúdos reciclados possuírem argamassa aderida ao agregado natural antigo, proporcionando um agregado reciclado com fases mais porosas e com menor densidade que o convencional (natural de basalto).

Ainda, conforme a Figura 1, nota-se que à medida que aumenta o teor de substituição, há a redução da massa específica do concreto no estado fresco, comportamento já esperado. Também, percebe-se que

a maior massa específica encontrada nos concretos com agregado graúdo reciclado de RCC misto foi no concreto com 10% de substituição, com uma diferença de 1,31% em relação ao concreto com agregado graúdo natural, e a menor massa específica foi obtida na mistura com 30% de substituição, com uma diferença de 4,20% do concreto com agregado natural.

### 3.2 Resistência à compressão

As resistências médias à compressão estão apresentadas na Figura 2. No geral, de acordo com a Figura 2, verifica-se que à medida que se aumenta a idade do concreto, aumenta a resistência à compressão dos concretos, como esperado. Ainda, nota-se que quanto maior o teor de substituição do agregado graúdo natural por reciclado, menor foi a resistência à compressão, sendo que, nas idades de 28 e 56 dias, a redução segue uma tendência linear decrescente, já na idade de 7 dias, o concreto referência se assemelha ao concreto com 10% de substituição, seguindo essa semelhança nos concretos com 20% e 30% de substituição. Esse comportamento pode ser atribuído à maior porosidade do agregado graúdo reciclado em comparação ao agregado graúdo natural, já que os agregados graúdos reciclados possuem maior porosidade, de modo que a resistência à compressão desses concretos não é apenas influenciada pela porosidade da pasta de cimento, mas, também, pela porosidade do agregado.

Também, conforme a Figura 2, a rela-

ção a/c interferiu diretamente na resistência do concreto, sendo que quanto maior foi a relação a/c da mistura, menor foi a resistência. Esse comportamento já era esperado, sendo, portanto, condizente ao comportamento clássico definido pela Lei de Abrams. Um fato adicional foi observado: a relação a/c esteve sempre diretamente relacionada com a absorção do agregado reciclado, de modo que o concreto com agregado graúdo reciclado sempre necessitava de mais água para atingir a mesma consistência, o que implicou maiores relações a/c para estes concretos (com agregados reciclados). Por esta razão, somada ao fato do agregado reciclado ser mais poroso e menos resistente, pode-se observar na Figura 2 que a resistência à compressão diminui com o aumento da substituição (%) do agregado graúdo natural por agregado graúdo reciclado. Em função do aumento do grau de maturidade dos concretos, observam-se, também, acréscimos de resistência com a idade.

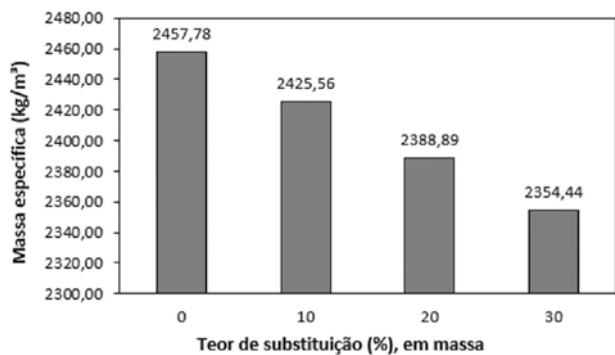
Com os respectivos dados, realizou-se uma análise de variância (ANOVA) com o intuito de verificar a significância das variáveis independentes [teor de substituição (%), idade (dias) e teor de substituição (%) x Idade (dias)] na variável dependente (resistência à compressão). A ANOVA mostrou que todas as variáveis são significativas e a que mais influenciou na resistência à compressão dos concretos estudados foi a idade (dias) ( $F_{\text{calculado}} = 98,584$ ), seguido da variável teor de substituição ( $F_{\text{calculado}} = 31,342$ ) e da interação entre o teor de substituição (%) com a idade (dias)

-  $F_{\text{calculado}} = 3,474$ . Ainda, considerando os valores obtidos de valor - p, para um nível de significância de 5%, todas as variáveis consideradas possuem efeito significativo na variável de resposta, ou seja, há combinações de pares das variáveis que são diferentes entre si.

Para verificar quais pares eram diferentes entre si, nas variáveis que, através da ANOVA, são consideradas significativas, realizou-se uma comparação múltipla de médias por meio do teste de Tukey. Observou-se que os concretos com agregado graúdo natural e concretos com agregados graúdos reciclados não possuíam diferença significativa aos 7 dias, e essa não diferenciação se manteve para a mistura de referência na comparação com o concreto contendo 10% de substituição para as idades de 28 e 56 dias. Ademais, a não diferenciação de médias ocorreu nas misturas de 20% e 30% de substituição, da idade de 28 dias; já na idade de 56 dias, ocorreu diferenciação entre as médias.

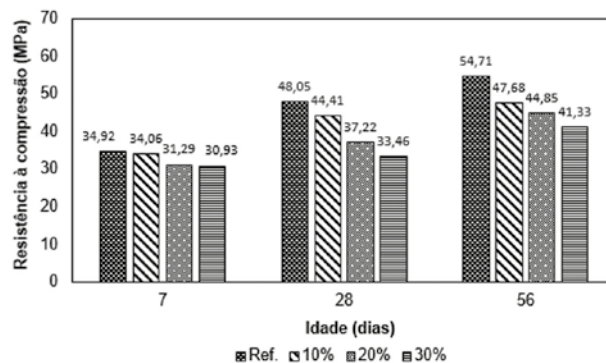
### 3.3 Absorção de água por capilaridade

Os resultados médios obtidos, nos respectivos períodos de ensaio, estão demonstrados na Figura 3. Nota-se que os concretos com agregado graúdo reciclado obtiveram, em geral, maiores absorções de água em comparação ao concreto referência, sendo esse aumento maior quanto maior foi o teor de substituição. Esse comportamento se deve à maior absorção do agregado graúdo reciclado em comparação ao



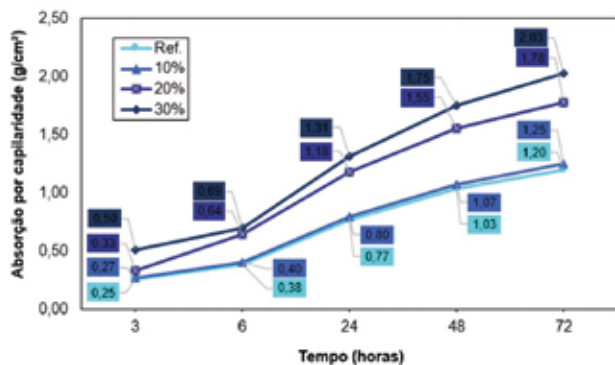
**FIGURA 1**

MASSA ESPECÍFICA APARENTE DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO, EM KG/M<sup>3</sup>

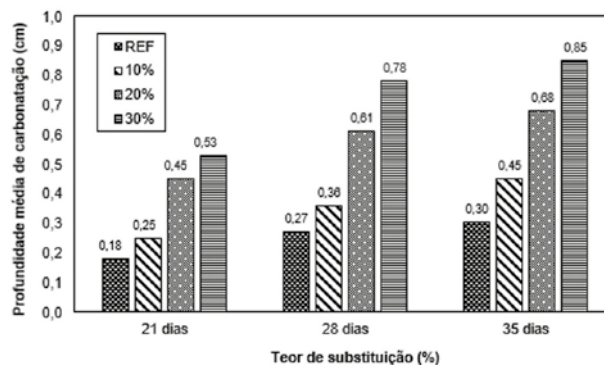


**FIGURA 2**

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MÉDIA AOS 7, 28 E 56 DIAS DE IDADE



**FIGURA 3**  
ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE AOS 28 DIAS DE IDADE



**FIGURA 4**  
PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO ACELERADA AOS 21, 28 E 35 DIAS DE ENSAIO

agregado gráudo convencional, o qual produz um concreto com maior porosidade e, logo, com maior absorção de água.

Também, conforme a Figura 3, observa-se que os valores de absorção de água por capilaridade nas misturas do concreto referência e 10% de substituição se mostraram semelhantes, bem como os dados obtidos nas misturas de 20% e 30% de substituição. Também, nota-se que, ao passar o tempo do ensaio, maiores foram as absorções dos concretos.

Para dar maior confiabilidade aos respectivos dados, realizou-se uma análise de variância (ANOVA), que mostrou um efeito significativo das variáveis independentes teor de substituição (%) e tempo de ensaio (horas), analisadas isoladamente, sem, contudo, resultar significativa a interação dessas duas variáveis. A variável que mais influenciou a absorção de água por capilaridade das misturas estudadas foi o tempo de ensaio ( $F_{\text{calculado}} = 64,162$ ), seguida da variável teor de substituição ( $F_{\text{calculado}} = 19,912$ ), sendo que a interação dessas variáveis não resultou significativa, para um nível de significância de 5%.

Nas variáveis que foram significativas pela ANOVA, realizou-se complementarmente a comparação múltipla de médias, por meio do teste de Tukey. Esta análise mostrou que os valores encontrados para o concreto referência e para o concreto com 10% de substituição são considerados não diferentes entre si

(são semelhantes), para os vários períodos do ensaio. Também, na comparação dos concretos com 20% e 30% de substituição, os valores médios de absorção foram considerados não diferentes entre si. A igualdade das médias e suas diferenciações citadas são bem nítidas e podem ser observadas na Figura 3, que mostra claramente a existência desses dois grupos: um contendo o concreto de referência e o concreto com 10% de agregado reciclado, e o outro contemplando os concretos com 20% e 30% de agregado reciclado.

### 3.4 Carbonatação acelerada

Os resultados médios obtidos, nos respectivos períodos de ensaio (21, 28 e 35 dias), estão apresentados na Figura 4. Observa-se que os concretos com agregado gráudo reciclado obtiveram as maiores profundidades de carbonatação em comparação ao concreto referência, que obteve os menores valores, para os três tempos de medida. Esse aumento foi diretamente proporcional ao teor de substituição do agregado gráudo natural por reciclado. Esse comportamento se deve à maior porosidade do agregado gráudo reciclado, que contribui de maneira significativa com a maior porosidade global do concreto, fato este marcante nos resultados observados. De modo discreto, observa-se que os valores de profundidade de carbonatação no concreto referência estão relativamente mais próximos ao concreto com 10% de

substituição, enquanto os valores médios obtidos nas misturas de 20% e 30% de substituição estão também mais próximos. Apesar disso, ficam evidentes as maiores profundidades de carbonatação para os concretos com RCC, sendo este comportamento acentuado nos maiores teores de agregado reciclado.

Para verificar a significância das variáveis independentes [teor de substituição (%), tempo de ensaio (dias) e teor de substituição (%) x Tempo (dias)] na variável dependente (carbonatação acelerada), realizou-se uma análise de variância (ANOVA). Esta análise mostrou que apenas a variável independente substituição (%) influenciou na carbonatação acelerada. Provavelmente, como os tempos de ensaio foram muito próximos, isto não produziu diferenças significativas nas profundidades de carbonatação.

Nas variáveis que foram significativas pela ANOVA (no caso apenas o teor de substituição), realizou-se sequencialmente uma comparação múltipla de médias, por meio do teste de Tukey. Esta análise mostrou que o concreto de referência se diferenciou apenas do concreto com 30% de substituição. Mesmo com essa constatação pela comparação múltipla de médias, é indiscutível a maior propensão à carbonatação dos concretos com RCC na comparação ao concreto de referência.

## 4. CONCLUSÕES

Considerando os resultados obtidos no programa experimental, pode-se concluir:

- ▶ **Quanto à massa específica no estado fresco:** todos os concretos analisados são considerados com densidade normal, sendo que a massa específica do concreto foi maior no concreto referência e menor nos concretos com agregado graúdo reciclado, obtendo uma máxima redução no concreto de 30% de substituição;
- ▶ **Quanto à resistência à compressão:** o concreto referência obteve as maiores resistências, em ambas as idades analisadas. Porém, estatisticamente, a resistência do concreto referência com a do concreto de 10% de substituição do agregado graúdo natural por reciclado são estatisticamente semelhantes, para as três idades analisadas (7, 28 e 56 dias), diferenciando-se das resistências dos concretos de 20% e 30% de substituição, que são iguais entre si. A redução máxima alcançada na

resistência à compressão em relação ao concreto referência foi no concreto com 30% de substituição;

- ▶ **Quanto à absorção por capilaridade:** o concreto referência absorveu menor quantidade de água em comparação aos concretos com agregados graúdos reciclados, tendo um aumento máximo de absorção na mistura de 30% de substituição. Além disso, estatisticamente, a absorção é similar entre o concreto referência e o concreto com 10% de substituição.
- ▶ **Quanto à carbonatação acelerada:** o concreto referência teve uma menor profundidade de carbonatação em relação aos concretos com agregado graúdo reciclado. No entanto, estatisticamente, a profundidade de carbonatação do concreto referência foi de uma mesma ordem de grandeza para as misturas nas dife-

rentes idades analisadas, com exceção da mistura com 30% de substituição, que foi maior em relação ao concreto referência.

Diante das conclusões expostas, o uso de agregados graúdos reciclados em concretos mostrou-se uma alternativa promissora considerando os ensaios realizados, principalmente a mistura com 10% de substituição, que possui as mesmas propriedades do concreto referência, estatisticamente. Fica a ressalva do comportamento em relação à carbonatação, que embora estatisticamente tenha mostrado similaridade entre os concretos (exceto o de 30% de substituição), ele evidencia, contudo, perdas em relação a este aspecto do desempenho e da durabilidade. Este resultado requer mais pesquisas, para que se tenha uma posição mais consistente sobre o assunto. ☺

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NASCIMENTO, Carlos Fernando Gomes do *et al.* Viabilidade da substituição parcial do resíduo de construção civil pelo agregado miúdo nas propriedades físicas e mecânicas do concreto. *Brazilian Journal of Development*, v. 6, n. 8, p. 62073-62081, 2020.
- [2] AKHTAR, Ali; SARMAH, Ajit K. Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: A global perspective. *Journal of Cleaner Production*, v. 186, p. 262-281, 2018.
- [3] MENEGAKI, Maria; DAMIGOS, Dimitris. A review on current situation and challenges of construction and demolition waste management. *Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, v. 13, p. 8-15, 2018
- [4] MISTRI, Abhijit *et al.* A review on different treatment methods for enhancing the properties of recycled aggregates for sustainable construction materials. *Construction and Building Materials*, v. 233, p. 117894, 2020.
- [5] WANG, Jianyun *et al.* Microbial carbonate precipitation for the improvement of quality of recycled aggregates. *Journal of cleaner production*, v. 156, p. 355-366, 2017.
- [6] ABNT. ABNT NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó — Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017.
- [7] ABNT. ABNT 16917: Agregado Graúdo — Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021.
- [8] ABNT. ABNT NM 248: Agregados — Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [9] ABNT. ABNT NBR 16916: Agregado miúdo — Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021.
- [10] ABNT. ABNT NBR 16889: Concreto — Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.
- [11] Hansen, T.C. *Recycling of demolished concrete and masonry*. London: Chapman & Hall, 316 p. (1992).
- [12] Leite, M.B. *Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição*. Porto Alegre, 270 p. Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, (2001).
- [13] XIAO, J.; XIE, H. e YANG, Z. Shear transfer across a crack in recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Research*. February — 2012. pp. 700-709.
- [14] Medina, C., Zhu, W., Howind, T., Sánchez De Rojas, M. I., & Frías, M. (2014). Influence of mixed recycled aggregate on the physical-mechanical properties of recycled concrete. *Journal of Cleaner Production*, 68, 216-225.
- [15] Zong, L., Fei, Z., & Zhang, S. (2014). Permeability of recycled aggregate concrete containing fly ash and clay brick waste. *Journal of Cleaner Production*, 70, 175-182. <http://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.02.040>.
- [16] XIAO, J.; SUN, C. e LANGE, D. A. Effect of joint interface conditions on shear transfer behavior of recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Research*, 2016. pp 3430455.
- [17] ABNT. ABNT NBR 5738: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016.
- [18] ABNT. ABNT NBR 9833: Concreto fresco — Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2009.
- [19] ABNT. ABNT NBR 5739: Concreto — Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.
- [20] ABNT. ABNT NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos — Determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro, 2013.
- [21] LNEC E-391/1993. *Betões: Determinação da resistência à carbonatação*, LNEC, Lisboa, Portugal.

# Comparativo entre CAA com fíler calcário e **CAA com resíduo de beneficiamento de mármore e granito**

**GABRIEL DE O. MINATTI** - ENG. - <https://orcid.org/0000-0001-7804-7464> (gminatti@gmail.com) | UNIFEBE  
**FABIANE FISCH** - DRA. - <https://orcid.org/0000-0002-9011-7020> (fisch@univali.br) | UNIVALI

## RESUMO

**A** ADIÇÃO DE FILERS ALTERNATIVOS NO CONCRETO TORNOU-SE CADA VEZ MAIS COMUM, BUSCANDO UMA MELHORA NAS PROPRIEDADES PRINCIPALMENTE NO CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CAA). DESSA MANEIRA, O OBJETIVO DESTA PESQUISA FOI ANALISAR E COMPARAR A INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO EM VOLUME DE 5% DO RBMG E DO FÍLER CALCÁRIO NAS PROPRIEDADES DO CAA. PARA TANTO, FOI REALIZADA UMA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E UTILIZADO O MÉTODO DE DOSAGEM DE TUTIKIAN (2007), COM TRÊS FAMÍLIAS DE TRAÇOS DE CONCRETO. EM SEGUIDA, FORAM AVALIADAS AS CARACTERÍSTICAS NO ESTADO FRESCO E AS PROPRIEDADES MECÂNICAS NO ESTADO ENDURECIDO. OS RESULTADOS INDICAM QUE O CAA COM FÍLER CALCÁRIO APRESENTOU CARACTERÍSTICAS MAIS ELEVADAS QUANDO COMPARADO AO CAA COM RBMG; ENTRETANTO, NAS PROPRIEDADES FÍSICAS, O CONCRETO COM RBMG OBTVEU UMA MENOR ABSORÇÃO E ÍNDICE DE VAZIOS.

**PALAVRAS-CHAVE:** CONCRETO AUTOADENSÁVEL, RESÍDUO DE BENEFICIAMENTO DE MÁRMORE E GRANITO, FÍLER CALCÁRIO, DIAGRAMA DE DOSAGEM.

## 1. INTRODUÇÃO

O concreto autoadensável (CAA) tem sua origem no Japão em 1988 a partir da necessidade de concretos mais fluidos, que no estado fresco não apresentassem problemas ou defeitos nas idades iniciais, ou perdessem suas características de proteção externa [1].

Segundo Mehta e Monteiro [2], os materiais constituintes do CAA são basicamente os mesmos do concreto convencional (CCV), diferindo na propriedade no estado fresco, e de um maior volume de

pasta no CAA, que normalmente não é utilizado em CCV [3].

As adições utilizadas na produção do CAA agregam um aumento da resistência à segregação/coesão, melhoria na resistência e fissuração térmica, decorrentes da eficiência no empacotamento da mistura [2].

O fíler calcário é considerado uma adição inerte, entretanto ele pode reagir na mistura, aumentando a velocidade de hidratação no cimento, afetando na manutenção e reduzindo o retardo de pega do compósito, além de uma maior resistência à segregação e à viscosidade. A utilização de fíler com altos teores de MgO pode expandir originando manifestações patológicas [4].

Com a possibilidade de uso do fíler calcário em diferentes situações, o setor das rochas ornamentais chamou atenção, pois o beneficiamento de um bloco pode gerar cerca de 30% de seu volume em resíduo [5].

Eles são finos, com maior porcentagem passante na peneira de 0,075 mm [7], podendo ser adicionado no concreto ou substituindo parcialmente o cimento. Xavier *et al.* [6], avaliaram o CAA com incorporações de 20%, 30%, 40% e 50% de resíduo e Rahman *et al.* [7] adicionaram o

### TABELA 1

COMPOSIÇÃO DO CIMENTO

Na <sub>2</sub> O	0,22	3 dias	36
CO <sub>2</sub>	4,4	7 dias	41
Cal L	0,6	28 dias	48

pó de mármore em substituição ao cimento no CAA. Rodrigues, Filho e Santos [8] avaliaram a substituição do cimento por resíduo de mármore e granito (com diâmetros inferiores a 0,075 mm). Kumayama *et al.* [9] verificaram as propriedades no estado fresco e endurecido do CAA com a incorporação do pó de mármore e pérolas de EPS. Schankoski *et al.* [10] ainda descrevem que é possível utilizar fíler alternativos como o caso do resíduo beneficiado de mármore e granito. Santos, Castro e Gonçalves [11] adicionaram resíduo de cerâmica na incorporação do CAA.

O objetivo desta pesquisa é comparar a performance da adição de fíler calcário com fíler alternativo proveniente de resíduo de beneficiamento de mármore e granito (RBMG).

### TABELA 2

CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Material	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	Módulo de finura
Areia natural fina	2,63	1,67	1,29
Areia artificial	2,78	1,62	2,91
Brita 19 mm	2,63	1,31	6,83
Brita 9,5 mm	2,80	1,42	6,09

**TABELA 3**

COMPOSIÇÃO QUÍMICA DAS ADIÇÕES

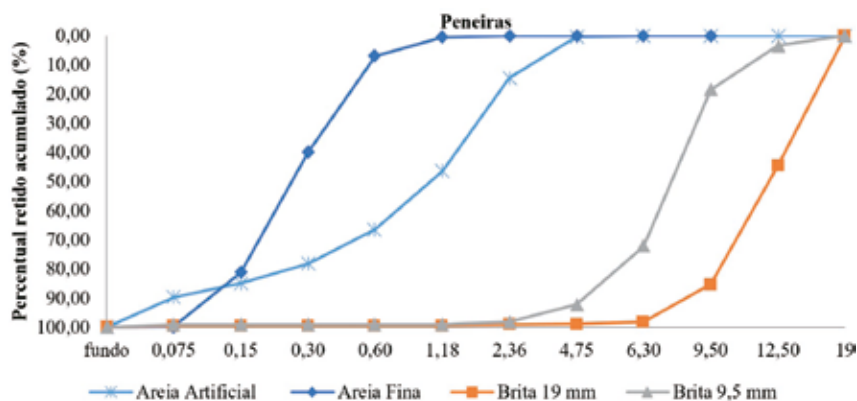
Material (%)	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	MnO	TiO <sub>2</sub>	MgO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	PF
RBMG	67,66	7,29	4,09	8,07	1,78	3,12	0,09	0,92	1,89	0,62	4,47
Fíler calcário	2,23	0,36	0,21	30,67	0,15	0,09	0,01	0,02	19,48	—	45,87

## 2. DESENVOLVIMENTO

Como aglomerante utilizou-se o cimento Portland de alta resistência inicial CP V - ARI, com composição química e mineralógica em conformidade com a NBR 16697 [12] (Tabela 1).

As areias da composição do CAA são de origem natural (Araquari-SC) e artificial (Botuverá-SC). O agregado graúdo (brita granítica de 19 mm) de Gaspar-SC e a brita calcária (9,5 mm) de Botuverá-SC. Os materiais foram avaliados quanto à massa específica através da NBR NM 52 [13], massa unitária pela NBR NM 45 [14] e composição granulométrica por meio da NBR NM 248 [15] (Tabela 2, Figura 1).

As adições foram analisadas quanto à composição química através de ensaio de Espectrometria de Fluorescência de Raios-X (FRX) e a massa específica, conforme a NBR 16605 [16], além da distribuição granulométrica através da difração de raio laser (Tabelas 3 e 4). O resíduo de beneficiamento do mármore e granito foram coletados no estado de lama, secos, destorroados e peneirados, utilizando o material passante em malha 0,150 mm.

**FIGURA 1**

CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS AGREGADOS UTILIZADOS

**TABELA 4**

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DAS ADIÇÕES

Material	Diâmetro das partículas (µm)				Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )
	10%	50%	90%	Médio	
RBMG	5,19	27,37	78,56	35,80	2,75
Fíler calcário	1,76	12,68	42,68	18,09	2,80

### 2.1 Dosagem

Para a dosagem, foi adaptado o método proposto por Tutikian [17], sendo que, após a caracterização dos materiais, definiu-se o esqueleto granular e determinou-se a relação água/cimento e o teor de aditivo. Fixou-se então o consumo de aditivo para todos os traços (Tabela 5).

As misturas na betoneira foram padronizadas da seguinte maneira: com ela desligada, acrescentaram-se as britas, batidas por aproximadamente 1 minuto. Com ela parada, adicionaram-se os agregados miúdos, o cimento e a adição, misturando por 2 minutos. A betoneira foi ligada e a água foi adicionada até que o abatimen-

to se encontrasse por volta de 30 mm a 60 mm. Novamente desligada, acrescentou-se o aditivo, deixando a mistura batendo por 2 minutos. Após, realizaram-se os ensaios no estado fresco.

As eventuais diferenças entre os valores de massa específica das adições alteraram a dosagem e, conseqüentemente, houve uma pequena variação no consumo de cimento e agregados das adições.

### 2.2 Ensaios

Para caracterização no estado fresco, realizaram-se os ensaios de espalhamento (t500), anel J, caixa L e funil V de acordo com as normas da NBR 15823 [1]. No estado endurecido, analisaram-se as propriedades mecânicas: resistência à compressão prescrita (NBR 5739) [18] aos 7 e 28 dias; módulo de elasticidade (NBR 8522) [20] aos 28 dias.

Os índices físicos de absorção, índice de vazios e massa específica real seguem a NBR 9778 [21], também aos 28 dias. Desenhou-se um diagrama de dosagem relacionando a resistência à compressão, a relação água/cimento, a proporção dos materiais (traço 1:m) e o consumo de cimento. E um diagrama de desempenho entre os concretos produzidos com RBMG e fíler calcário.

## 3. RESULTADOS

Os concretos produzidos se enquadraram nas exigências da NBR 15823

**TABELA 5**COMPOSIÇÕES DOS CONCRETOS DOSADOS (KG/M<sup>3</sup>)

Família	Massa específica	Cimento	RBMG	Filer Calc.
3	2451	562	84	—
3	2477	572	—	86
5	2371	364	91	—
5	2468	382	—	96
7	2366	274	96	—
7	2429	281	—	99

Areia		Brita 9,5 mm	Brita 19 mm	Água	Aditivo	
Fina	Artificial				l/m <sup>3</sup>	%
320	641	191	450	201	4,10	0,73
326	652	195	458	190	4,18	0,73
345	691	207	484	190	2,65	0,73
363	726	218	508	174	2,79	0,73
364	728	219	510	175	2,00	0,73
374	749	225	524	178	2,05	0,73

(Tabela 6). Entretanto, o CAA produzido com RBMG apresentou grande variação no espalhamento: a família 3 classificou-se como SF 3, o traço correspondente à família 5 se encaixou na classe SF 2 e, por último, a família 7 se enquadraram na classe SF 1. Já, no CAA confeccionado com filer calcário a variação foi menor: o traço da família 3 foi classificado como SF 3 e os dois outros traços se enquadraram na classe SF2. O uso de filer com partículas mais finas implica o consumo maior de aditivo para atender às exigências do CAA, porém, é observado um aumento na resistência à compressão com a utilização de filer mais finos, devido ao melhor empacotamento, independentemente de sua mineralogia, como demonstra a pesquisa de Schankoski, *et al.* [10].

Todos os traços produzidos se enquadraram na classe VS 2 conforme NBR 15823 [1], ou seja, o tempo de escoamento foi maior que 2 segundos; além disso, todos os traços se mostraram altamente estáveis de acordo com do ensaio de estabilidade visual (Tabela 7). A variação ocorreu nos traços contento a adição de resíduo, e com o aumento do consumo de agregado, obteve-se naturalmente o aumento do tempo de escoamento. Porém, no concreto com filer calcário, o traço da família 7 apresentou o menor tempo de escoamento de todos os traços analisado (Tabela 7).

O traço da família 7 de ambas adições e o da família 5 com filer calcário apresentaram as características acima dos valores exigidos pela norma. Porém, todos os outros traços apresentaram valores de acordo com NBR 15823 [19], sendo classificados na classe de habilidade passante PJ 2. Nos resultados no ensaio da caixa L, ape-

nas os traços da família 3 ficaram em conformidade com a NBR 15823 [19]. Os outros traços não apresentaram valores mínimos impostos pela norma, devido ao consumo de aditivo, porque mesmo que fixado o percentual de aditivo para cada traço, as misturas com um consumo mais alto de cimento proporcionalmente apresentam uma quantidade maior de aditivo, o que se refletiu nos resultados (Tabela 8).

A mesmas divergências entre os ensaios de habilidade passante também foram observados no trabalho de Mendes, Bauer e Silva [22], onde o concreto foi aprovado em relação à habilidade passante pelo método do anel J e reprovado pelo ensaio da caixa L. O que denota a importância de ser exigido o resultado positivo em ambos ensaios para considerar a capacidade passante do CAA. Assim como a sua classificação quanto à viscosidade plástica aparente pelo método do funil V (Tabela 9) e das propriedades mecânicas como resistência à compressão aos 7 e 28 dias e módulo de elasticidade (Figura 2).

O CAA com RBMG apresentou um maior percentual de crescimento dos 7 dias de idades para os 28 dias

**TABELA 6**

RESULTADOS DO ENSAIO DE ESPALHAMENTO

Família	Espalhamento (mm)		Classe de espalhamento ABNT NBR 15823-1:2017
	RBMG	Filer calcário	
3	815	800	SF 1 - 550 a 650 mm
5	665	750	SF 2 - 660 a 750 mm
7	642,5	735	SF 3 - 760 a 850 mm

**TABELA 7**

RESULTADOS DO ENSAIO DE T500 E IEV

Família	Tempo de escoamento t500 (s)		Classe de viscosidade plástica aparente t500 ABNT NBR 15823-1:2017	Material
	RBMG	Filer calcário		
3	3,15	3,16	VS 1 ≤ 2 s VS 2 > 2 s	Sem evidência de segregação ou exsudação
5	3,21	3,83		Sem evidência de segregação ou exsudação
7	3,77	2,44	2,63	Sem evidência de segregação ou exsudação



na resistência à compressão: as famílias 3,5 e 7 apresentaram os respectivos crescimentos -12%, -13% e -15%. O CAA produzido com filer calcário exibiu nas famílias 3,5 e 7 um aumento de -8%, -13,5% e -12,5%, respectivamente. Sendo que o CAA com adição de filer calcário apresentou as maiores variações, o que se reflete no desvio padrão e coeficiente de variação que chegou a 4%. Comparando a resistência à compressão do CAA com RBMG e filer calcário nas famílias 3,5 e 7, ocorreu uma variação de -6%, -23% e -12% respectivamente, maior para o concreto produzido com filer calcário, e a relação água/cimento não foi mantida igual, o que justifica parte da variação.

Rodrigues, Filho e Santos [8] substituíram o cimento por resíduos de mármore e granito (com diâmetros inferiores a 0,075 mm), o que foi positivo para percentuais de 20% a 30% dependendo do tipo de aditivo utilizado. A incorporação de até 15% do resíduo não implica perda considerável de resistência à compressão (Hameed) [23]

Analisando o módulo de elasticidade de cada família, observou-se um acréscimo de -8%, -15% e -9% no CAA produzido com filer calcário quando comparado ao RBMG. Ao contrário dos resultados obtidos na resistência à compressão, o RBMG apresentou maior coeficiente variação e desvio padrão no módulo de elasticidade. Isso se dá pelo processo de beneficiamento manual, já o filer calcário é beneficiado industrialmente, assim as partículas são mais padronizadas (Ta-

**TABELA 8**

RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS ANEL J E CAIXA L

Família	Anel J (mm)		Classe de habilidade passante pelo anel J ABNT NBR 15823-1:2017
	RBMG	Filer calcário	
3	40	30	PJ 1 - 0 a 25 mm PJ 2 - 25 a 50 mm
5	50	115	
7	142,5	65	

Família	Caixa L (H2/H1)		Classe de habilidade passante pelo caixa L ABNT NBR 15823-1:2017
	RBMG	Filer calcário	
3	1,00	0,84	≥ 0,80, com três barras de aço
5	0,72	0,71	
7	0,30	0,70	

**TABELA 9**

RESULTADO DO ENSAIO FUNIL V

Família	Funil V (s)		Classe de viscosidade plástica aparente pelo funil V ABNT NBR 15823-1:2017
	RBMG	Filer calcário	
3	14,21	22,53	VF 1 < 9 s VF 2 - 9 a 25 s
5	8,06	16,39	
7	17,50	14,21	

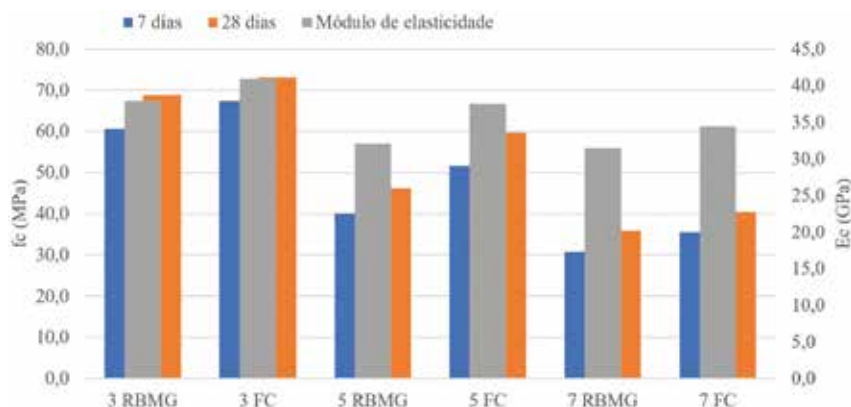
bela 10). Cabral, Monteiro e Helene [24] analisaram o módulo de elasticidade, produzindo o mesmo concreto com consistências diferentes, o concreto plástico apresentou maior módulo de elasticidade do que o concreto autoadensável.

Em ambas adições, as massas específicas apresentaram valores próximos entre as diferentes famílias. Nos traços

da família 3, os índices são melhores em relação à família 5 e, conseqüentemente, a família 7 apresentou os piores resultados com relação à absorção e índice de vazios, provavelmente por possuírem mais agregados do que cimento, o que se reflete também na resistência à compressão

Tutikian, Isaia e Helene [25] abordaram a diferença entre concretos de alta resistência (CAR) e concretos de alto desempenho (CAD), no que se refere a alguns princípios para a classificação do concreto como CAD: diminuição da relação água/cimento, potencialização da granulometria, além da melhoria das ligações químicas com adições minerais. Sendo possível assim classificar os traços da família 3 de ambas adições como concreto autoadensável de alto desempenho.

Com relação às equações do comportamento de ambos concretos (Tabela 11), juntamente com suas curvas de dosagem (Figuras 3 e 4) e o diagrama de desempenho (Figura 5), decorrentes dos diagramas de dosagem que relacionam a resistência



**FIGURA 2**

RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

**TABELA 10**

RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE ÍNDICES FÍSICOS (28 DIAS DE IDADE)

Material	RBMG			Fíler calcário		
	Absorção (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Absorção (%)	Índice de vazios (%)	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )
3	1,54	3,69	2,49	2,83	6,81	2,58
5	2,14	5,11	2,52	3,16	7,51	2,57
7	5,05	11,26	2,51	3,94	9,18	2,56

à compressão, relação água-cimento, consumo de agregado e consumo de cimen-

to, verificou-se que as adições proporcionaram consumos diferentes de cimento e

agregados, conseqüentemente refletindo na relação água-cimento e na resistência à compressão.

Com a construção dos diagramas de dosagem, é possível determinar o traço para qualquer combinação, partindo de um item inicial, como, por exemplo, a resistência à compressão, relação água/cimento. Dessa maneira, a dosagem é mais rápida otimizando o tempo, além de analisar as propriedades das famílias dos traços relacionados (Figura 5).

**TABELA 11**

EQUAÇÕES DE COMPORTAMENTO DOS CONCRETOS COM ADIÇÕES

Propriedade	Dias	Equação de comportamento		R2
		RBMG	Fíler calcário	
Resistência à compressão (Lei de Abrams)	7	$f_{c,7\text{dias}} = \frac{145,23}{11,51c}$	$f_{c,7\text{dias}} = \frac{137,25}{8,51a/c}$	1,0
	28	$f_{c,28\text{dias}} = \frac{157,23}{10,25a/c}$	$f_{c,28\text{dias}} = \frac{143,55}{7,27a/c}$	1,0
Traço unitário 1:m (Lei de Lyse)		$m = -2,19 + 14,19 * a/c$	$m = -1,27 + 13,25 * a/c$	—
Consumo de cimento por m <sup>3</sup> (Lei de Molinari)		$c = \frac{1000}{0,3876 + 0,4676 * m}$	$c = \frac{1000}{0,3785 + 0,4526 * m}$	1,0

#### 4. CONCLUSÕES

Os resultados indicam que a adição de fíler calcário apresentou as melhores propriedades quando comparado ao

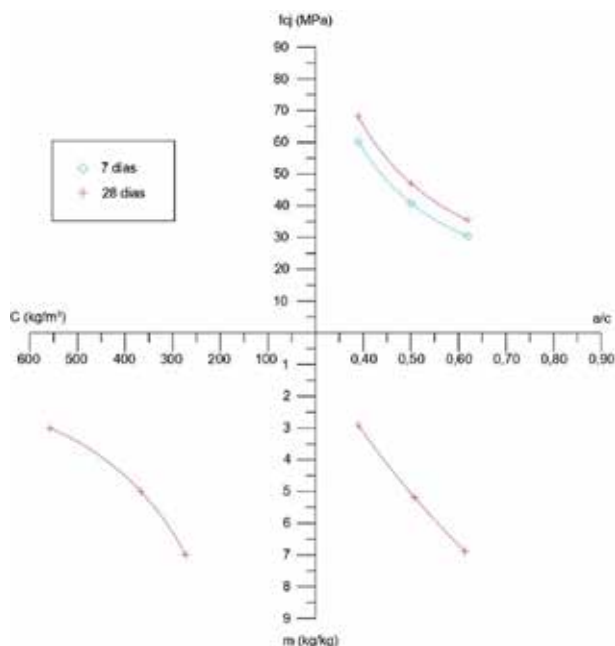
**FIGURA 3**

DIAGRAMA DE DOSAGEM DO CONCRETO COM RESÍDUO DE BENEFICIAMENTO

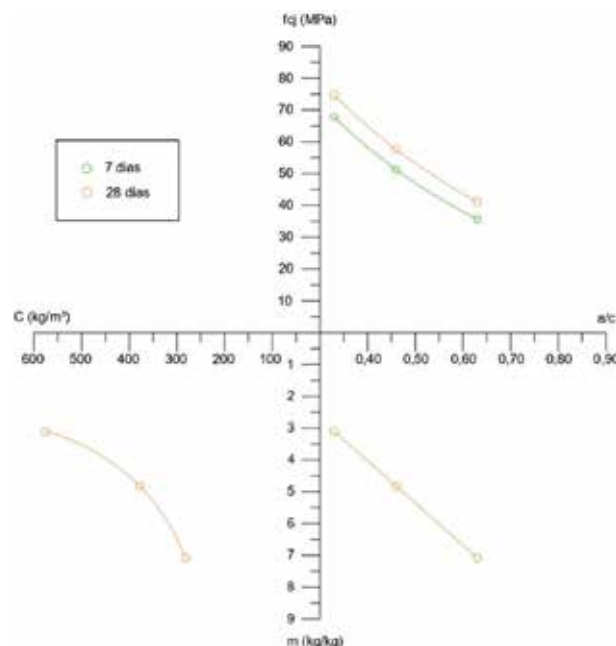
**FIGURA 4**

DIAGRAMA DE DOSAGEM DO CONCRETO COM FÍLER CALCÁRIO

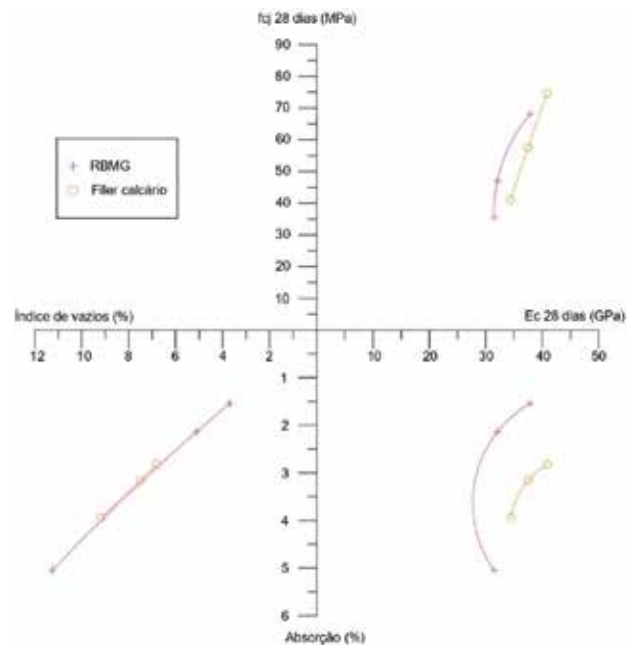
resíduo de beneficiamento de mármore e granito. A dosagem possibilitou um menor índice de vazios e, conseqüentemente, uma melhora tanto nas características reológicas quanto nas propriedades físicas e mecânicas. Ainda que as adições apresentaram o mesmo percentual nos traços.

A caracterização no estado fresco dos CAA foi satisfatória de acordo com a NBR 15823 [1], com exceção dos ensaios da caixa L que apresentaram valores abaixo do exigido, em especial o traço da família 7 com RBMG, que apresentou valor equivalente 0,30, muito abaixo do 0,80 determinado pela norma regulamentadora.

As características no estado endurecido se mostraram muito positivas, com ambas adições. Na resistência à compressão, o CAA com filer calcário teve um

aumento considerável quando comparado ao concreto com RBMG e apresentou os melhores resultados nos ensaios de módulo de elasticidade.

Nas propriedades físicas, os traços da família 3 e 5 do CAA produzidos com RBMG tiveram uma menor absorção, menor índice de vazios e apenas a massa específica real foi superior no concreto com filer calcário. ☹



**FIGURA 5**  
DIAGRAMA DE DESEMPENHOS DOS CONCRETOS COM ADIÇÕES

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] OKAMURA, H., OUCHI, M. "Self-compacting concrete", Journal of advanced concrete technology, v. 1, n. 1, pp. 5-15, apr. 2003.
- [2] MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais, 2. ed., São Paulo, Ibracon, 2014.
- [3] TUTIKIAN, B. F., DAL MOLIN, D. C. Concreto autoadensável, 2. ed., São Paulo, Pini, 2015.
- [4] REPETTE, W. L. "Concreto autoadensável", In: ISAIA, G. C. (org). Concreto: ciência e tecnologia, 1 ed., capítulo 48, São Paulo. Ibracon, 2011.
- [5] QUEIRÓZ, F. C., CASTRO, N. F. "Concreto celular com ecofíler de resíduos de mármore e granito", In: Jornada do programa de capacitação institucional - PCI/CETEM, pp. 38-45, out. 2019.
- [6] XAVIER, B. C. *et al.* "Fresh and hardened of distinctive self-compacting concrete with marble and phyllite powder aggregate contents", Journal of materials in civil engineering, 2020. v.32(5): 04020065
- [7] RAHMAN, S. *et al.* Partial Substitution of Sand and Cement with Waste Marble Powder and Limestone Dust in Self Compacting Concrete. In: International Conference on Sustainable Waste Management through Design, pp. 170-177, 2018.
- [8] RODRIGUES, M. A. R., FILHO, J. A. M., SANTOS, W. F. "Utilização dos Resíduos de Cortes de Placas de Mármore e Granitos como Adição na Fabricação de Concreto Autoadensável", Engenharia Estudo e Pesquisa - ABPE, v. 15, n. 1, p. 24-41, jan./jun. 2015.
- [9] KUMAYAMA, R. *et al.* "Estudo da viabilidade do emprego de pó de mármore para produção de concreto auto-adensável e substituição parcial dos agregados por pérolas de poliestireno expandido (EPS)", REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 10, n. 2, pp. 56-71, 2015.
- [10] SCHANKOSKI, R. A. *et al.* Avaliação da reologia de concretos autoadensáveis contendo filers de britagem, Revista Matéria, Rio de Janeiro, v. 22, n. 2, pp. 1-16, jun. 2017.
- [11] SANTOS, R. F. C., CASTRO, A. L., GONÇALVES, K. M. Produção de concreto autoadensável incorporado com resíduo da indústria de cerâmica vermelha, Revista Matéria, Rio de Janeiro, v. 23, n. 3, 2018.
- [12] ABNT NBR 16697, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16697: Cimento Portland. Rio de Janeiro, 2018.
- [13] ABNT NBR NM 52, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- [14] ABNT NBR NM 45, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- [15] ABNT NBR NM 248, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ABNT NBR 16605, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017.
- [17] TUTIKIAN, B. F. Proposição de um método de dosagem experimental para concretos autoadensáveis, Tese de D. Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil 2007.
- [18] ABNT NBR 5739, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.
- [19] ABNT NBR 15823, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15823: Concreto autodensável 1-6, Rio de Janeiro, 2012.
- [20] ABNT NBR 8522, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8522: Concreto - Determinação
- [21] ABNT NBR 9778, Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005.
- [22] MENDES, M., BAUER, E., SILVA, F. Avaliação dos parâmetros de autoadensabilidade e de reologia do concreto autoadensável, Revista Matéria, Rio de Janeiro, v. 22, n. 4, 2017.
- [23] HAMEED, A. *et al.* Self compacting concrete: use of waste marble powder as filler material. Pakistan Journal of Engineering and Applied Sciences, v. 18, pp. 1-10, jan. 2016.
- [24] CABRAL, L., MONTEIRO, E., HELENE, P. Análise comparativa do Módulo de elasticidade calculado segundo diferentes Normas, Revista ALCONPAT, v. 4, n. 2, pp. 144-160, mai./ago. 2014.
- [25] TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. Concreto de alto e ultra-alto desempenho. In: ISAIA, G. C. (org). Concreto: ciência e tecnologia, 1 ed., capítulo 36, São Paulo. Ibracon, 2011.

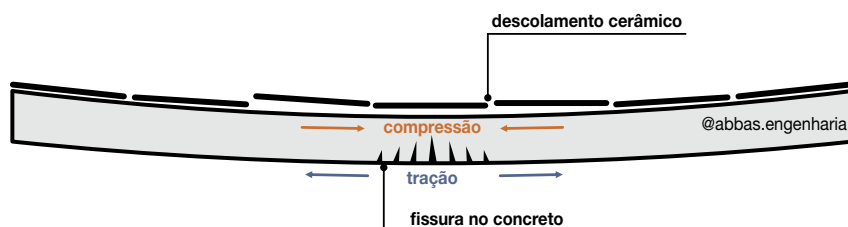
## Polêmicas em torno do módulo de elasticidade do concreto e as soluções possíveis

FÁBIO LUÍS PEDROSO - EDITOR - <https://orcid.org/0000-0002-5848-8710> (fabio@ibracon.org.br)

**A**s estruturas e os elementos de concreto se deformam como reação às cargas aplicadas neles. Uma laje encurva-se para baixo sob ação de seu próprio peso, ainda mais se desimbrada prematuramente. As alvenarias de fechamento podem fissurar com a deformação lenta das estruturas sob ação prolongada do seu peso, fenômeno este conhecido como fluência do concreto, que pode causar também deslocamentos dos revestimentos.

A própria estabilidade e principalmente o conforto psicológico dos usuários são postos em risco quando os deslocamentos das peças de concreto ultrapassam determinados limites de deformação conhecidos como estados limites de serviço (ELS).

Vasconcelos e Giammusso (2009) apontaram o problema no artigo “O misterioso módulo de elasticidade” ao afirmarem que “os maiores transtornos que ocorrem em estruturas são causados pela não considera-



**FIGURA 1**

FLECHA EM LAJE – ESQUEMATIZAÇÃO DE FISSURAS EM LAJE E DESPLACAMENTO DE PISOS DEVIDO AO DESLOCAMENTO

ção das deformações e dos deslocamentos corretos nas primeiras idades do concreto”.

O problema da deformação nas estruturas de concreto vem se agravando com as mudanças nos padrões construtivos e arquitetônicos de edificações, propiciados pelos avanços no projeto estrutural e no desenvolvimento tecnológico dos materiais, que, por décadas, têm privilegiado

estruturas mais esbeltas, vãos maiores de vigas e seções transversais menores.

Um dos parâmetros de projeto para o controle das deformações nos elementos estruturais de uma obra é o módulo de elasticidade do concreto, propriedade do material que correlaciona a tensão e a deformação.

Cada material pode apresentar um ou vários valores de módulo de elasticidade, dependendo de sua composição. Quanto maior o módulo de elasticidade, maior deverá ser a tensão para produzir uma certa deformação. Ou, por outro lado, quanto maior o módulo de elasticidade, menores serão os deslocamentos para um mesmo carregamento. Por isso, o módulo de elasticidade é uma das medidas da rigidez do material.

O módulo de elasticidade do concreto pode ser obtido por meio de um ensaio padronizado, seja estático ou dinâmico, e seu valor pode variar em função dos materiais constituintes do concreto, de sua proporção e da interação entre eles.

Especificar o valor do módulo de elasticidade do concreto que será usado numa estrutura é uma exigência normativa da ABNT NBR 6118, seja por tabelas ou fórmulas, seja por meio de ensaios experimentais.



**FIGURA 2**

MASP: DESTAQUE PARA O GRANDE VÃO DA EDIFICAÇÃO



### FIGURA 3

ESTACIONAMENTO DO EDIFÍCIO LEOPOLDO 1201, ONDE É POSSÍVEL OBSERVAR GRANDES VÃOS

Com o valor do módulo de elasticidade do concreto e das tensões que atuam sobre os elementos estruturais, os projetistas podem calcular as deformações a que essas peças estarão sujeitas e se seus valores estão dentro dos limites especificados na própria norma de projeto, que garantem sua estabilidade global e sua funcionalidade.

“Um exemplo típico é o redimensionamento das cargas das paredes sobre um piso de edifício, substituindo-as por paredes mais leves quando as flechas do piso, calculadas com o auxílio do módulo de elasticidade, indicam valores acima do respectivo limite especificado nos ELS”, exemplifica o professor emérito da Universidade Federal da Bahia, Antonio Carlos Reis Laranjeiras.

A polêmica em torno do módulo de elasticidade começa quando o projetista, por não dispor de resultados de ensaio do módulo de elasticidade do concreto a ser usado numa obra, estima seu valor com base em equações matemáticas contidas na própria norma de projeto.

A ABNT NBR 6118 estabelece que o módulo de elasticidade deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522. Mas, diz a norma, quando não forem realizados esses ensaios, pode-se estimar e adotar um valor para o módulo de elasticidade.

As equações da norma estimam o valor do módulo de elasticidade do concreto em função da sua resistência característica à compressão, e da natureza dos agregados,

mas existem outras variáveis importantes.

Em razão disso, construtoras, laboratórios de controle tecnológico e usinas de concreto no Brasil têm alegado que os valores estimados de módulo de elasticidade e normalmente exigidos em projetos têm sido bem superiores aos valores recorrentemente obtidos por meio dos ensaios padronizados. Sendo assim, elas têm arcado com os custos de ajustar os traços dos concretos ou de buscar agregados compatíveis em regiões distantes das obras para atender ao módulo de elasticidade especificado pelo contratante. Por conseguinte, pleiteiam ajustar as fórmulas matemáticas para que retornem valo-

res mais compatíveis com os resultados dos ensaios.

A controvérsia não é nova. Em 2007, o Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON organizou o Painel de Assuntos Controversos – Módulo de Elasticidade: mitos e realidades no 49º Congresso Brasileiro do Concreto, em Bento Gonçalves. A principal polêmica levantada e discutida foi se as equações empíricas da ABNT NBR 6118 vigente na época eram adequadas para refletir o comportamento do concreto feito com os materiais disponíveis nas diferentes regiões do país.

Apesar das alegações de discrepância entre os valores estimados e calculados do módulo de elasticidade serem renovadas até hoje, a norma de projeto acabou de ser revista e manteve as estimativas para os valores de módulo de elasticidade da última versão, preservando os mesmos coeficientes de ajustes em função dos tipos de agregado introduzidos na norma de 2014. Ou seja: para os profissionais que colaboraram com a revisão de 2023, as equações de estimativa do módulo de elasticidade espelham razoavelmente e com segurança o comportamento rígido dos concretos fabricados no Brasil.

Quem tem razão? A controvérsia é real? Quais as soluções para o impasse? Quais outras polêmicas envolvem o conceito de módulo de elasticidade?

### CONCEITO PRÁTICO

O módulo de elasticidade pressupõe os materiais como elásticos, isto é, a



### FIGURA 4

PAINEL DE ASSUNTOS CONTROVERSOS NO 49º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

proporcionalidade entre tensão e alongamento é constante, tanto no carregamento quanto no descarregamento, sendo que cessada a solitação, a deformação desaparece. Este comportamento configura a Lei de Hooke.

Mas, a rigor esses materiais elásticos não existem, pois, para alguns materiais, a deformação deixa resíduos de deslocamento, enquanto para outros, é preciso certo tempo após a liberação da carga para a recuperação integral da deformação.

O comportamento linear dos materiais pode ser admitido para valores pequenos de tensões aplicadas. “A realidade se mostrou muito diferente para tensões maiores do que 50% das tensões de ruptura. Para o concreto, em particular, a falta de linearidade começa com valores muito menores de tensões”, ponderam Vasconcelos e Giamusso (2009).

A ABNT NBR 6118 e a ABNT NBR 8522 admitem o comportamento elástico-linear do concreto a despeito desse comportamento não ser observado na realidade. A elasticidade do concreto pode ser grosseiramente admitida até o limite de 30% da sua tensão de ruptura.

Após esse limite, parte da deformação no concreto se torna permanente, ou seja, ela não desaparece quando a carga é retirada, fenômeno conhecido como plasticidade. Para o concreto, as deformações plásticas se iniciam com valores abaixo de 50% da carga de ruptura.

A explicação do comportamento elástico, viscoelástico e plástico do concreto está

na sua microfissuração progressiva sob cargas (Mehta e Monteiro, 2014). As microfissuras causadas na interface entre o agregado e a pasta permanecem estáveis até 30% da tensão de ruptura. Por conseguinte, o diagrama que relaciona a tensão e a deformação é quase linear. Entre 30% e 50% da carga de ruptura, as microfissuras na zona de transição aumentam em comprimento, abertura e quantidade, de modo que a curva tensão-deformação se desvia da linha reta, encurvando-se sensivelmente. Daí em diante, a fissuração se torna instável e se propaga cada vez mais para a matriz cimentícia, de modo que a curva tensão-deformação se torna quase horizontal, até o rompimento.

Em razão desse comportamento do concreto, com deformações elásticas seguidas de deformações viscoelásticas (parcialmente reversíveis) e, finalmente, por deformações plásticas, prefere-se atualmente o termo módulo de deformação do concreto. “O módulo de deformação correlaciona a deformação unitária de um corpo feito do material à tensão aplicada nele, sem que haja elasticidade nem linearidade”, explica a superintendente do ABNT/CB-18 Concretos, argamassas e agregados, Eng<sup>a</sup>. Inês Battagin.

A despeito da terminologia e do comportamento real do concreto, as estruturas são projetadas para que, via de regra, não ultrapassem os valores de tensão-deformação correspondentes à zona “elástica”.

O comportamento da curva tensão-deformação do concreto é aproximadamente

uma reta para tensões da ordem de 30% da resistência. Acima disso passa a ser uma curva. Se fosse uma reta perfeita, a inclinação da reta seria o módulo de elasticidade. Como não é uma reta, tem-se diferentes convenções de módulo de elasticidade.

É por meio dessa “simplificação que se torna possível associar facilmente cargas a deformações de elementos estruturais de concreto e, assim, determinar a rigidez das peças (fluência e flechas em vigas e lajes) e a estabilidade global da estrutura”, esclarece o Prof. Antonio Laranjeiras.

Todavia, nem a curva tensão-deformação nem o módulo de elasticidade do concreto refletem o comportamento real da estrutura ou do elemento estrutural, “pois assumem não haver nem armadura nem fissuração nem fluência”, alerta o Prof. Laranjeiras. “No entanto, essas abstrações são consentidas pela norma NBR 6118 como seguras para o dimensionamento da estrutura”, complementa.

Com ele concorda o projetista de estruturas, Antonio Quintella Baptista, ao afirmar que a relação linear entre tensão-deformação simplifica enormemente os cálculos, sendo uma aproximação aceitável. “Desde que as deformações sejam pequenas, a experiência tem mostrado que o desempenho das estruturas calculadas com base na teoria da elasticidade é satisfatório”, enfatizou.

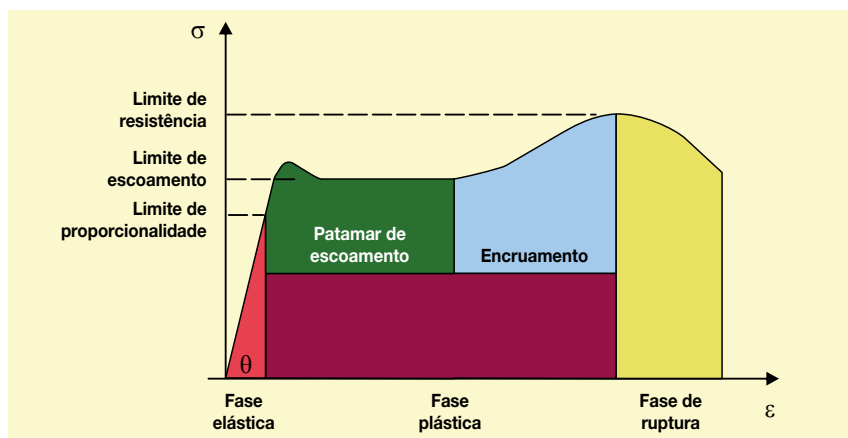
Segundo ele, as deformações no concreto são pequenas, da ordem de micrômetros, porque o concreto é muito rígido, sendo seu módulo de elasticidade elevado em comparação às tensões atuantes na peça (da ordem de 1000 vezes mais).

“A engenharia civil trabalha muitas vezes com modelos de comportamento do material e de cálculo, permitindo simplificações que não acarretem perda de segurança e de usabilidade”, explica Gustavo Fortes, diretor adjunto de normas da ABCE, quanto ao uso do módulo de elasticidade no projeto estrutural.

## CONTROLE DOS PARÂMETROS DE ENSAIO E SUA EVOLUÇÃO

Como o módulo de elasticidade ou deformação é medido?

Como uma convenção para fins de dimensionamento das estruturas, existem diferentes módulos, para diferentes propósitos de análise estrutural, que são obtidos



**FIGURA 5**

GRÁFICO DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

por diferentes procedimentos de ensaio.

A ABNT NBR 8522-1 especifica um método para a determinação do módulo estático de elasticidade à compressão do concreto endurecido, em corpos de prova cilíndricos moldados ou extraídos da estrutura.

A partir de três corpos de prova para determinação do módulo de elasticidade e dois corpos de prova do mesmo concreto para obter a resistência à compressão, mede-se, no equipamento devidamente instrumentado, a deformação específica sob carregamento com controle de tensão, ou a tensão necessária para a deformação específica controlada.

O módulo de elasticidade é o resultado da relação entre a variação das tensões aplicadas e a variação das deformações específicas medidas.

Para o ensaio, considera-se um ponto de baixa tensão (0,5 MPa), que garante uma deformação mínima de compressão do concreto, e uma tensão máxima estipulada dentro do regime elástico do concreto.

A tensão mínima considerada no ensaio e os carregamentos e descarregamentos sucessivos antes de se aferir as medidas visam minimizar os efeitos indesejados que podem interferir nos resultados e invalidá-los. A presença de imperfeições nos corpos de prova, a variabilidade das máquinas de ensaio e o processo de acomodação do topo e base dos corpos de prova aos pratos da prensa podem gerar uma perturbação inicial no diagrama tensão-deformação (Rodrigues e Figueiredo, 2005).

Se a tensão máxima considerada é 30% da tensão de ruptura, então se obtém o módulo de deformação tangente inicial, que é usado para obter as deformações sob tensões usuais no projeto estrutural, estimativas de fluência e perdas de protensão, bem como o comportamento global da estrutura.

Como existe uma variação normal das resistências à compressão do concreto, se o corpo de prova ensaiado para determinação do módulo for menos resistente que o corpo de prova usado para determinar a resistência à compressão, haverá, na prática, um carregamento maior do que 30% da tensão de ruptura, de modo que o resultado do módulo será subestimado. Por outro lado, este resultado poderá ser

superestimado na situação inversa (Borin *et al.*, 2010).

Para minimizar os efeitos dessas situações, a ABNT NBR 8522-1 determina que se a resistência à compressão no corpo de prova ensaiado para obter o valor do módulo de elasticidade tangente for maior que 20% da resistência à compressão do corpo de prova ensaiado para determinar a resistência à compressão, os resultados devem ser descartados.

Já, para o ensaio do módulo de deformação secante, a resistência à compressão na ruptura deste corpo de prova deve ser maior que a resistência à compressão. O módulo de deformação secante é obtido quando a tensão máxima é especificada pelo projetista ou pelo contratante, sendo usado para estimar os esforços solicitantes e os estados limites nas estruturas, bem como as flechas em vigas e lajes.

Como o que acaba por variar na prática é o nível de tensão máxima, os módulos de deformação tangente e secante são, de fato, módulos de deformação secantes associados a nível de tensão mais baixo e a outro maior, respectivamente (Borin *et al.*, 2010).

Para traçar o diagrama tensão-deformação, a tensão é aplicada crescentemente nos corpos de prova, com incrementos de 10% da tensão de ruptura, sendo medida a deformação correspondente a cada incremento.

Os diagramas tensão-deformação do concreto numa determinada idade dependem dos seus materiais constituintes, da proporção e interação entre eles, bem como dos corpos de prova e dos métodos de ensaio (Shehata, 2005).

A forma e dimensão da seção transversal, a relação entre comprimento e base e a direção de concretagem dos corpos de prova influenciam os resultados dos módulos de deformação. Já, o teor de umidade do corpo de prova, a velocidade de aplicação da tensão, a restrição da deformação pelas extremidades capeadas do corpo de prova e até o comprimento ao longo do qual se mede a deformação são parâmetros do ensaio que influenciam os resultados do módulo de deformação.

Uma vez que o corpo de prova e o método de ensaio são padronizados, como o faz a ABNT NBR 8522-1, o diagrama tensão-deformação passa a depender das características do concreto, tais como: poro-



**FIGURA 6**

ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE

sidade dos agregados (agregados densos têm maior rigidez); porosidade da matriz cimentícia (controlada pela relação água/cimento, teor de ar, adições minerais e grau de hidratação do cimento); e vazios capilares e microfissuras na zona de transição da interface entre o agregado e a matriz cimentícia (afetada pela dimensão, forma textura, distribuição granulométrica e composição dos agregados).

“Agregados íntegros, de maior módulo de elasticidade – que pode ser determinado pela ABNT NBR 10341 – possibilitam a obtenção de concretos com maiores valores de módulo de elasticidade, bem como concretos de maior resistência, maior massa específica e menor relação água/cimento, que apresentam menor porosidade na zona de transição pasta/agregado”, comenta Inês Battagin.

Essas correlações apareceram no Relatório EPUSP (1998), que avaliou o módulo de elasticidade tangente inicial de concretos produzidos com agregado graúdo de rocha granítica de São Paulo e de concretos produzidos com agregado graúdo de gnaiss do Rio de Janeiro: os concretos com consistência fluida apresentaram menores valores de módulo de elasticidade do que os de consistência seca, mas módulos maiores que os concretos produzidos no Rio de Janeiro, para todas as idades (Shehata, 2005).

O tipo de agregado influencia o valor do módulo de elasticidade devido à sua composição mineralógica, estrutura e textura, mas também devido ao intemperismo - umedecimento/secagem, aquecimento/resfriamento, congelamento/degelo, solubilização por ácidos. “Assim, não é difícil prever que rochas da mesma família, com graus de intemperismo diferentes, possam apresentar módulos de deformação acentuadamente divergentes”, explica o diretor do IBRACON, Eng. Carlos Massucato, que estudou a influência dos tipos de agregados no módulo de elasticidade do concreto.

Essa variabilidade significativa entre os valores de módulo de elasticidade dos concretos produzidos em diferentes regiões do país mostra a importância do ensaio para informar a análise e o projeto estrutural. Por outro lado, a multiplicidade de fatores intervenientes e suas complexas interações não deixam margem para dúvidas de que estimar o módulo de elasticidade a partir da resistência característica à compressão do concreto é uma simplificação grosseira.

Todavia, a dispersão nos resultados dos ensaios passa a ser um problema quando acontece em condições controladas dos parâmetros de ensaio e de características do concreto. Essa dispersão foi verificada em nove edições do Programa Interlaboratorial de Ensaio em Concreto Endurecido, o que deu margem a críticas quanto à confiabilidade dos resultados do ensaio padronizado pela ABNT NBR 8522.

Essa dispersão balizou a revisão desta norma, em 2008. Para diminuí-la, a nova norma estabeleceu: a introdução de um limite máximo admissível de 5% entre os resultados individuais de deformação específica e a média das deformações; e a fixação dos limites de 5% de repetitividade — ensaios feitos num mesmo laboratório — e de 10% de reprodutibilidade — ensaios feitos em laboratórios diferentes (Cupertino *et al.*, 2009).

Esses autores informam que os resultados corrigidos do ensaio de módulo de elasticidade do 15º Programa Interlaboratorial de Ensaio em Concreto Endurecido, executado conforme o novo texto da ABNT NBR 8522 por 21 laboratórios, em 2008, apresentaram um coeficiente

de variação igual ou abaixo de 10%.

Pragmaticamente, devido à complexidade e dificuldade do ensaio que acarreta variabilidades grandes nos resultados, o presidente do IBRACON, Prof. Paulo Helene, defende que resultados de ensaio, dentro de uma margem de mais ou menos 20% do valor especificado no projeto estrutural, devem ser aceitos como normais e conformes. “Essa é também a posição dos americanos conforme consta no texto da norma ACI 318”, argumenta o Paulo Helene.

Os limites de 2008 foram mantidos na norma de ensaio estático de elasticidade de 2021, que apresentou, pela primeira vez, outro ensaio para calcular o módulo de elasticidade — o ensaio dinâmico (ABNT NBR 8522-2). Este consiste em obter frequências naturais de vibração do concreto a partir da resposta acústica do corpo de prova ao impacto de um pulsador. “Este ensaio é não destrutivo, possibilita o uso de corpos de prova de menor dimensão e apresenta baixa dispersão dos resultados”, avalia Pedro Bilesky, que realizou mestrado no tema no IPT.

Como as tensões e deformações obtidas por meio do ensaio são muito baixas, o módulo de elasticidade dinâmico representa o “comportamento elástico” do concreto e seu valor se aproxima do módulo tangente inicial estático. A própria ABNT NBR 8522-1, em seu anexo, estabelece uma correlação teórica entre o módulo dinâmico e o módulo de elasticidade estático no regime elástico.

A expectativa é que sua disseminação e uso restrinja ainda mais a dispersão dos resultados do módulo de elasticidade relativos a um mesmo concreto.

## **POLÊMICA QUANTO À ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE**

O conhecimento do módulo de elasticidade do concreto por meio de ensaios padronizados é essencial para prever razoavelmente o comportamento da estrutura, possibilitando seu dimensionamento para resistir às diversas solicitações a que estará sujeita, com margem adequada de segurança.

Nas palavras do diretor-adjunto da ABECE, Gustavo Fortes: “Os ensaios realizados ao longo de mais de um século

de utilização do concreto demonstraram quais deformações são aceitáveis e quais podem provocar problemas de ruptura ou fissuras excessivas, a depender do elemento e sua posição na estrutura”.

No entanto, quando o projetista não dispõe dos resultados de ensaios do módulo de deformação do concreto a ser utilizado na estrutura, a norma brasileira ABNT NBR 6118 faculta a estimativa do módulo a partir da resistência característica à compressão do concreto.

“O ideal é ter resultados confiáveis, realizados por laboratório idôneo e capacitado no ensaio, para poder avaliar de forma mais confiável o valor do módulo de elasticidade, como prevê a ABNT NBR 6118 em seu item 8.2.8”, esclareceu Inês Battagin.

Isto porque, como vimos, os fatores determinantes do módulo de deformação do concreto são variados, complexos e inter-relacionados, influenciando também a resistência à compressão do concreto, mas com graus diferenciados (Mehta e Monteiro, 2014).

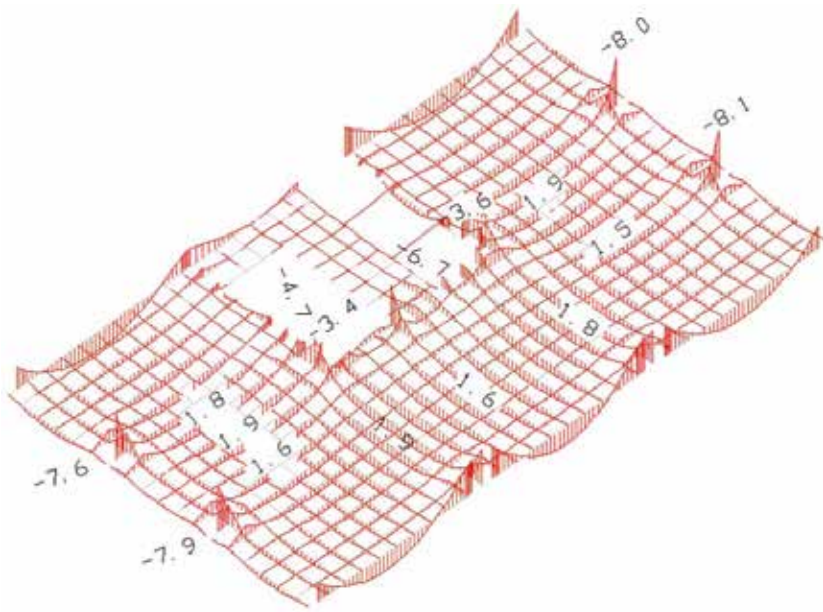
Tanto que existem diferentes equações matemáticas para estimar o módulo a partir da resistência à compressão do concreto. Algumas levam em conta, além da resistência à compressão, a massa específica do concreto, o tipo de agregado do concreto, a existência de adições e “até e muito importante a consistência do concreto fresco”, informa o Prof. Paulo Helene.

A ABNT NBR 6118:2014 traz duas equações para estimar o módulo de deformação do concreto: uma é função de raiz quadrada da resistência característica à compressão, sendo aplicada aos concretos de classes de resistência de até 50 MPa (Grupo I); a outra é função de raiz cúbica da resistência característica à compressão, sendo associada aos concretos de classe de resistência de 55 MPa a 100 MPa (Grupo II).

Como o módulo varia com o tipo de agregado, a norma brasileira vigente possibilita corrigir os valores estimados por coeficientes relacionados a esses tipos.

“Para estabelecer essas correlações foram consultadas normas técnicas similares de outros países e considerada a base de dados e estudos realizados com materiais nacionais”, informa Battagin.





**FIGURA 7**  
MOMENTOS FLETORES NO PISO DE UMA EDIFICAÇÃO

Mas, como o concreto é um compósito com grande variabilidade de suas características ao longo do tempo e anisotrópico, isto é, que reage diferentemente segundo o fenômeno ao qual é submetido, nem sempre as estimativas podem ser aplicadas a situações reais (Andrade; Possan, 2017).

Programa experimental que comparou o valor medido do módulo de deformação de concretos coletados em diversas obras nas cidades da Grande Campinas, Grande São Paulo e Baixada Santista, de junho de 1999 a fevereiro de 2003, com o valor estimado do módulo, indicou que os valores dos módulos de deformação dos concretos da Baixada Santista ficaram abaixo do recomendado pelo ABNT NBR 6118, de 2001, quando a norma ainda não continha os fatores de correção em função do tipo dos agregados (Massucato *et. al.*, 2003).

Na avaliação de Massucato, “devido à grande variedade de rochas encontradas no território brasileiro, o conhecimento de dados precisos sobre o concreto a ser utilizado é de fundamental importância para o cálculo das estruturas”.

Em estudo apresentado no 43º Congresso Brasileiro do Concreto, em 2001, Djanikian e Trindade já alertavam que,

com a revisão da norma ABNT NBR 6118, o módulo de elasticidade estimado do concreto com resistência característica à compressão de 18 MPa, de uso comum na época, passou a ficar abaixo de 30 GPa. “Tal fato tem ocasionado ocorrências de fissuras em alvenaria de enchimento em estruturas de concreto com idades de 1 a 2 anos e de fissuras ocorrendo cerca de 7 anos devido à deformação lenta do concreto” (Djanikian e Trindade, 2001).

Esses autores recomendaram em seu trabalho técnico-científico que construtoras e projetistas elevassem o valor de  $f_{ck}$  do concreto para 40 MPa, o que levaria o módulo de elasticidade para níveis de 30 GPa. O trabalho trouxe um estudo de caso que apontou que essa medida poderia representar economia de até 15% no custo do metro cúbico de concreto na estrutura, devido a novas concepções estruturais, com pilares mais espaçados e lajes mais espessas (Djanikian e Trindade, 2001).

Por sua vez, dados experimentais da EPUSP (1998) e da COPPE indicaram que a expressão da ABNT NBR 6118, de 2003, continuava com problemas: subavaliava o módulo de elasticidade tangente inicial para os concretos de menor resistência e

superestimava os módulos dos concretos ensaiados na COPPE (Shehata, 2005).

Novamente, os resultados do controle corriqueiro de módulo de deformação do concreto de obras reais nos anos de 2006 a 2008 indicaram que a resistência característica à compressão desses concretos girava em torno de 30 MPa, enquanto os valores de módulo apresentaram uma distribuição normal entre 16,5 GPa e 47,7 GPa. Com isso, a probabilidade de ocorrência de resultados inferiores ao valor especificado na ABNT NBR 6118:2007 (26,07 GPa) era de 20% (Borin *et al.*, 2010).

Segundo esses autores, a probabilidade de rejeição dos concretos com base no valor estimado de módulo foi de 9,33% na Grande São Paulo e de 41,5% no litoral de São Paulo.

A norma ABNT NBR 6118 de 2014 mudou novamente a fórmula para estimar o módulo e trouxe a possibilidade de sua correção por meio de coeficientes em função dos tipos de agregados.

Porém, estudo realizado por Bilesky *et al.* (2018) mostrou que o calcário comercial usado no programa experimental era, na realidade, um mármore e que o granito, devido à sua gênese, tinha fragilidade na sua microestrutura. Desse modo, os resultados de módulo de elasticidade “nos concretos estudados com agregado graúdo de calcário não foram nunca inferiores aos resultados de todos os ensaios realizados com agregado graúdo de granito, ao contrário das previsões dos modelos simplificados adotados pela ABNT NBR 6118 (2014)”. Os autores concluíram que os calculistas tenham sempre conhecimento prévio do potencial dos materiais disponíveis na região onde a obra será construída.

O Eng. Paulo Fernando, diretor da Concremat, vai além e generaliza que “os valores obtidos por meio da NBR 6118 vigente são superiores aos valores obtidos nos ensaios realizados pelos principais laboratórios acreditados pelo Inmetro”. Com ele concorda o diretor da Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (ABESC), Eng. Álvaro Barbosa Júnior.

Paulo Fernando recomenda que se adote no curto prazo um fator de redução dos valores estimados de módulo de deformação do concreto de 10% a 15%, para se chegar a valores mais realistas.

“No longo prazo, é preciso ter uma equação mais realista”, defende.

Segundo Pacheco *et al.* (2014), por desconhecimento da natural e elevada variabilidade dos resultados do módulo de elasticidade, “tem havido discussões e desgastes desnecessários entre fornecedores, construtores e projetistas”.

Isto porque a dispersão de valores entre as estimativas e os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade, se dentro de uma faixa aceitável, não compromete a segurança da estrutura nem sua estabilidade global, pois resultam em diferenças insignificantes de deformações, segundo Laranjeira e Quintela.

Essa constatação não afasta a necessidade de aperfeiçoamentos nas expressões que estimam o módulo de elasticidade nem na forma de contratação vigente no mercado da construção.

Segundo Álvaro Júnior, devem haver reuniões prévias ao orçamento da obra entre contratante, projetista e concreteiras para se ter soluções técnicas e operacionais. “Todos os projetos devem exigir ensaios, pois há a necessidade de entender a realidade dos agregados em todas as regiões do país”, argumenta.

Em certas situações, os ensaios podem ser dispensados, pois as concreteiras têm conhecimento dos módulos de elasticidade

de do concreto nas regiões onde atuam. “Os projetistas devem consultar as concreteiras antes de especificar o módulo de elasticidade”, recomenda.

O ponto aqui é que a negociação para aquisição do concreto não seja iniciada após o projeto estar pronto. Quanto antes o estudo do traço e do agregado for feito, melhor! Assim, essas informações podem ser incorporadas nas fases iniciais do projeto.

Quando uma construtora encontra um módulo de elasticidade do concreto menor do que o estimado segundo a ABNT NBR 6118:2014, ela pode tomar quatro medidas: aumentar a resistência característica à compressão, substituir parte dos agregados graúdos por rochas mais rígidas, refazer o ensaio de módulo de elasticidade aos 90 dias ou não fazer nada.

As duas primeiras medidas podem aumentar o custo do concreto. A depender do projeto estrutural, o concreto de maior classe de resistência eleva o custo por não diminuir o volume. Já, a troca do agregado pode demandar maior valor de frete e impactar negativamente o ambiente com mais emissões de carbono.

A construtora pode ainda consultar o projetista para que ele avalie a necessidade de alguma ação corretiva quando o módulo não é atingido, “à semelhança do que é feito com a não conformidade

do concreto”, complementa Fortes.

Quanto à mudança na fórmula da ABNT NBR 6118 para estimar o módulo de deformação, antes é preciso um grande esforço do setor para ampliar e consolidar os dados empíricos de módulo de elasticidade para concretos de diferentes regiões do país, para que o modelo matemático reflita a realidade dos agregados regionalmente.

Na avaliação da vice-presidente da Associação Brasileira das Empresas de Tecnologia da Construção Civil (ABRATEC), Eng<sup>a</sup>. Paula Baillot, “a revisão das equações para estimar o módulo de elasticidade deve ser baseada em dados mais recentes e levar em consideração os novos materiais e técnicas disponíveis atualmente”. Segundo ela, no laboratório central da Alphageos, uma das associadas da ABRATEC, os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade, tanto tangente como secante, estão em sua maioria em conformidade com as especificações de projeto.

“Certamente, a partir de mais ensaios, pode-se ter uma base de dados maior e talvez encontrar equações que gerem valores mais próximos da realidade”, concorda Battagin, para adicionar que “o desenvolvimento das normas técnicas é um processo estabelecido por consenso e aberto a todos os interessados em território nacional”. ☺

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANDRADE, J. J. O.; POSSAN, E. “Propriedades físicas e mecânicas dos materiais”. ISAIA, G. C. Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia dos materiais. São Paulo: IBRACON, 2017.
- [2] BILESKY, P.; HELENE, P.; SBRIGHI NETO, C.; CASTRO, A. L. de. “Influência da natureza petrográfica do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto”. Foz do Iguaçu: IBRACON, 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018
- [3] BORIN, L. A.; BAUER, R. J. F.; FONSECA, L. P. T.; DE MARCHI, R. D.; SILVA, R. M. da; FIGUEIREDO, A. D. de. “Risco de rejeição de concretos devido à não conformidade com os parâmetros normalizados para o módulo de elasticidade”. Fortaleza: IBRACON, 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010.
- [4] CUPERTINO, M. A. L.; INÁCIO, J. J.; PEREIRA, A. de C.; ANDRADE, M. A. S. de; BATTAGIN, I. L. da S. “Análise da influência das alterações da norma ABNT NBR 8522:2008 no resultado do módulo estático de elasticidade”. Curitiba: IBRACON, 51º Congresso Brasileiro do Concreto, 2009
- [5] DJANIKIAN, J. G.; TRINDADE, O. A. “Medida do módulo de elasticidade do concreto *in situ*”. Foz do Iguaçu: IBRACON, 43º Congresso Brasileiro do Concreto, 2001
- [6] MASSUCATO, C. J.; BASSANI, Fabrício; PAULON, V. A. “Contribuição experimental sobre o módulo de elasticidade secante para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço. Vitória: IBRACON, 45º Congresso Brasileiro do Concreto
- [7] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2ª edição, 2014.
- [8] PACHECO, J.; BILESKY, P.; MORAIS, T. R.; GRANDO, F.; HELENE, P. “Considerações sobre o módulo de elasticidade do concreto”. Natal: IBRACON, 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014
- [9] RODRIGUES, G. S. S.; FIGUEIREDO, E. P. “Estudo dos fatores influentes sobre os resultados de módulo de deformação estático do concreto”. Olinda: IBRACON, 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005
- [10] SHEHATA, L. D. “Deformações Instantâneas do Concreto”. ISAIA, G. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005
- [11] VASCONCELOS, A.; GIAMUSSO, S. “O misterioso módulo de elasticidade”. Rio de Janeiro: IBRACON, 40º Congresso Brasileiro do Concreto, 1998.

## ABNT NBR 6118:2023 entra em vigor

A nova ABNT NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto foi lançada em 28 de agosto na sede da Federação das Indústrias de São Paulo (FIESP). O evento, organizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), em parceria com o IBRACON e a ABECE, contou com a presença de autoridades, lideranças e profissionais da cadeia produtiva do concreto. O presidente do IBRACON, Prof. Paulo Helene, destacou que a NBR 6118 foi a primeira norma redigida e aprovado por consenso no Brasil, mantendo-se como uma das normas mais consultadas do acervo normativo brasileiro. “A norma prescreve e orienta todos os principais e mais importantes investimentos na infraestrutura do país, na qualidade de vida com moradias, comércio, saúde, educação, indústria, agronegócio e na mobilidade dos brasileiros. E nesses 83 anos é a grande responsável pela segurança e durabilidade da infraestrutura e das estruturas de concre-

to no país, estando consciente e engajada hoje nos movimentos internacionais de economia circular, sustentabilidade e ESG”, destacou. De 1940 até hoje, as revisões buscaram acompanhar o desenvolvimento tecnológico do concreto e os aperfeiçoamentos nas análises e projetos das estruturas. Em 2007, a ABNT NBR 6118 tornou-se norma ISO, graças ao investimento e esforço de diretores do IBRACON à época, que representaram a ABNT na reunião da ISO de Los Angeles.



Da esquerda para à direita: Renato Genioli (Sinduscon-SP), Marcos Helene Guerson (IPEM-SP), Carlos Alberto Amarante (SIBAPEM), Mario William Esper (ABNT), Raul Sanchez (Secretário da Justiça e Cidadania), Prof. Paulo Helene (Ibracon), Julio Timerman (Ibracon), Luiz Aurélio Fortes (ABECE)

Para a norma que entrou em vigor, o CT 301 do IBRACON/ABECE contribuiu com sugestões discutidas e aprovadas em reuniões entre 2018 a 2021, presenciais e remotas, inclusive no 60º Congresso Brasileiro do Concreto (2018).



### Programa de Cursos MasterPEC do IBRACON



2023	Cursos IBRACON	Professores	Carga horária
2º SEMESTRE	▶ Concreto Dosado em Central – Boas Práticas de Produção e Requisitos Normativos	Carlos Britze – Britze Consultoria Dener Altherman – Vertices	5 h
	▶ Boas Práticas na Produção de Dormentes de Concreto	Ana Livia Silveira – ABCP Jéssika Pacheco – PhD Engenharia Luciana Farias – RheoWorks	6 h
	▶ Dosagem e Produção de UHPC: da Teoria à Prática	Roberto Christ – itt Performance	12 h
	▶ Estanqueidade em Estruturas de Concreto	Emílio Takagi – Penetron	4 h
	▶ Curso Preparatório para Auxiliar de Laboratório Conforme a ABNT NBR 15146		8 h
	▶ Curso Preparatório para Laboratorista I Conforme a ABNT NBR 15146		12 h
	▶ Curso Preparatório para Laboratorista II Conforme a ABNT NBR 15146	Adriano Damásio – Qualify Paulo Aquino – EPT	16 h
	▶ Curso Preparatório para Inspetor de Tecnologia do Concreto Conforme a ABNT NBR 15146		24 h
	▶ Curso Preparatório para Tecnologista de Concreto Conforme a ABNT NBR 15146		18 h
	▶ Curso Preparatório para Inspetor I – Inspeção de Estruturas de Concreto Segundo a ABNT NBR 16230:2013	Enio Pazini – Palestrante Convitado – UFG Julio Timerman – Engeti Rafael Timerman – Engeti	25 h
▶ Curso Preparatório para Inspetor II: Inspeção de Estruturas de Concreto Segundo a ABNT NBR 16230:2013	Enio Pazini – UFG Julio Timerman – Engeti Tulio Bittencourt – USP	25 h	
64º Congresso Brasileiro do Concreto	▶ Concreto para Fundações e Torres Eólicas: Desafios e Soluções	Martins Junior – EEPC Engenharia	4 h
	▶ Avaliação do Ciclo de Vida para Projetos de Estruturas de Concreto Sustentáveis	Ricardo Bento – PUC Minas	4 h
	<b>Obra na prática</b> ▶ Módulo I: Como interpretar corretamente as armaduras em projetos estruturais ▶ Módulo II: Como executar estruturas de concreto de acordo com a nova ABNT NBR 14931	Jorge Nakajima – França & Associados Antonio Carlos Zorzi – Consultor	5 h

## Seminário alinha medidas para **neutralidade do carbono na cadeia do concreto**

**R**eduzir emissões de dióxido de carbono, desmaterializar as estruturas e aumentar sua vida útil são as medidas indicadas para a cadeia construtiva do concreto contribuir com a neutralidade do carbono até 2050.

Essas medidas foram defendidas pelos palestrantes do Seminário IBRACON “Sustentabilidade: os desafios da cadeia do concreto”, no último dia 10 de outubro no Congresso Construindo Conhecimento, na Concrete Show South America, na São Paulo Expo.

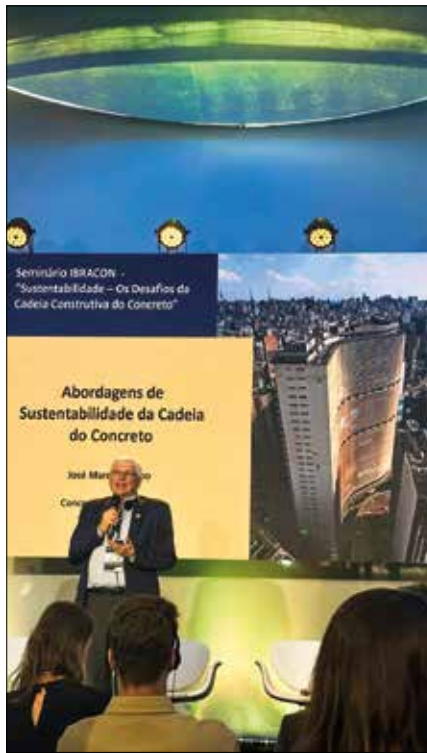
Diante do fato de que a população mundial praticamente dobrou desde 1972, quando a ONU pela primeira vez tratou do tema ambiental, atingindo hoje cerca de 8 bilhões de pessoas, e da projeção da Organização das Nações Unidas de que ela vai crescer e se concentrar ainda mais nas cidades até o final do século, na visão dos palestrantes não há outra saída para o desenvolvimento econômico e social a não ser continuar construindo obras para prover segurança hídrica, alimentar, energética, de transporte e morada para as pessoas.

“Isto é também sustentabilidade”, pontuou o professor da Universidade Federal do Paraná e ex-presidente do IBRACON, José Marques Filho, no seminário. Ele se referia ao pilar social do tripé da sustentabilidade – econômico, social e ambiental.

Como conciliar crescimento do investimento em infraestrutura e habitação com a redução progressiva de gases de efeito estufa, como determina o Acordo de Paris?

Para o presidente do IBRACON, Prof. Paulo Helene, as indústrias da construção devem aprimorar as soluções de engenharia disponíveis. Uma delas é aumentar o emprego de reciclados da construção (RCD), cuja “viabilidade técnica foi demonstrada pelo coordenador do antigo Comitê Técnico do Meio Ambiente do Instituto, Prof. Salomon Levy, em seus trabalhos apresentados nas edições do Seminário de Desenvolvimento Sustentável e Reciclagem na Construção Civil”.

O cimento é o componente essencial



José Marques Filho iniciando sua apresentação no Seminário

do concreto, porque tem a função de ligante dos agregados que entram em sua composição. Porém, em seu



Paulo Helene fechando sua apresentação com uma reflexão

processo de produção, há emissão de carbono advinda tanto da queima de combustíveis nos fornos quanto do processo de reação química para a produção de clínquer, principal componente do cimento.

Outra tecnologia disponível é, no projeto estrutural, buscar diminuir o volume dos pilares por meio do uso de concretos com maior resistência à compressão e com taxa ótima de armadura. Paulo Helene apresentou um estudo que demonstrou que, apesar de concreto com maiores resistências aumentar o consumo de cimento por metro cúbico de concreto, no balanço de seu uso na estrutura, as emissões acabam sendo menores. “Um metro cúbico de concreto com 50 MPa emite mais carbono, mas seu impacto é menor em termos de potencial de aquecimento global, porque a seção do pilar é menor e usa menos concreto”, argumentou.

Ele também sugeriu mudar a data de controle da resistência à compressão do concreto, hoje de 28 dias. Aumentar o prazo para fazer o controle tecnológico implica dar mais tempo para as reações de hidratação do cimento acontecerem (reações entre a água e o cimento que criam os compostos capazes de conferirem resistência mecânica ao concreto) e, por conseguinte, permitir que o concreto atinja maiores resistências, atendendo com folga a resistência característica à compressão especificada no projeto. “Com isso, seguramente, conseguiremos reduzir ainda mais a emissão de gases de efeito estufa na estrutura acabada”, explicou Helene.

Paulo Helene ressaltou e reforçou a necessidade da criação de um banco de dados confiável sobre a emissão de gases de efeito estufa dos materiais e componentes de concreto utilizados no país. Lembrou que há mais de duas décadas foram criadas as bases normativas para elaboração das EPDs (Declarações Ambientais de Produto), hoje obrigatórias em países

desenvolvidos, mas ainda incipientes no país. “O IBRACON através do CT 101 está planejando contribuir nesse estímulo aos produtores e criar uma biblioteca de referência focada no concreto”, completou ele.

### INSTITUCIONALIZAÇÃO DAS MEDIDAS PARA REDUZIR IMPACTOS AMBIENTAIS NO SETOR

O Comitê Técnico de Sustentabilidade do Concreto (CT-101), promovido conjuntamente pelo IBRACON, ABECE (Associação Brasileira de Escritórios de Engenharia e Arquitetura) e ABCIC (Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto), com apoio do GLOBE (Consenso Global sobre o Ambiente Construído) e do CBCS (Conselho Brasileiro de Construção Sustentável), planeja elaborar uma plataforma interativa com informações sobre produtos e as soluções para estruturas de concreto para orientar o meio técnico sobre as tecnologias com menor impacto ambiental.

Iniciativas do tipo foram lançadas em 2022, como o Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção (Sidac) e o CeCarbon (calculadora de consumo energético e emissões de carbono para edificações).

O coordenador do CT 101 e do Seminário IBRACON “Sustentabilidade: os desafios da cadeia do concreto”, Eng. Carlos Massucato, sustentou que, para fazer frente à crise climática, as estruturas precisam começar a ser avaliadas em termos de suas emissões de dióxido de carbono. “Sabemos que existem edifícios que são construídos com 60 kg de CO<sub>2</sub> por metro quadrado, enquanto outros demandam 100 kg de CO<sub>2</sub> por metro quadrado!”, alertou.

Para incentivar o setor a usar menos clínquer, menos cimento e menos concreto nas construções, é preciso aumentar o uso do concreto dosado em central nas obras (hoje, em torno de 25%) e aumentar a industrialização do setor. Massucato apresentou uma estimativa de que o uso do concreto dosado em central reduz em cerca de 20% a 30% as emissões de carbono. O CT 101 pretende lançar até o ano que vem uma prática recomendada



Edna Possan em sua palestra sobre captura de carbono

para avaliação do desempenho ambiental de materiais cimentícios e de estruturas de concreto armado.

Um dos aspectos a serem contemplados na prática é o potencial de fixação de gás carbônico nas estruturas de concreto por recarbonatação.

Este assunto foi exposto pela professora da Universidade Federal da Integração Latino-Americana (Unila),



Carlos Massucato em sua palestra no Seminário

Edna Possan, no Seminário.

Possan apresentou as potencialidades da captura do gás carbônico na atmosfera pelo concreto. Três processos foram discutidos por ela: a cura carbônica, o tratamento dos agregados reciclados com carbono e o processo natural de carbonatação.

Estudos apresentados pela Prof<sup>a</sup>. Edna mostraram que até 8% do CO<sub>2</sub> emitido na produção de argamassas são fixados por elas ainda durante a fase de execução da obra. Este sumidouro de carbono representa, na sua avaliação, uma oportunidade para projetar obras com maior potencial de captura do carbono da atmosfera. “A carbonatação é boa para a sustentabilidade, mas ruim para a durabilidade. Por isso, esses projetos devem conciliar a captura de carbono com a maior vida útil da obra”, ressaltou.

Ainda aproveitando desse processo natural de carbonatação, os agregados reciclados, por passarem pelo processo de cominuição, que aumenta sua área superficial, têm potencial de mitigar até 12% de carbono gerado em sua produção, segundo ela. Por isso, o incentivo ao uso de agregados reciclados, além de mitigar os impactos decorrentes de sua extração e de dar uma destinação adequada aos resíduos da construção, contribui para mitigar as emissões de CO<sub>2</sub>.

Outra promessa neste sentido é a cura carbônica, em que as peças de concreto são submetidas a um meio altamente concentrado de dióxido de carbono que acelere a carbonatação superficial ainda durante a cura e assim fixe ou capture CO<sub>2</sub>. A aplicação da cura carbônica a blocos de concreto está sendo atualmente avaliadas no país em parceria com a Bloco Brasil.

Na avaliação do Prof. José Marques, “as bases conceituais e científicas para a sustentabilidade na cadeia do concreto já estão postas”. A chave é como aplicá-las no uso do concreto por meio de ferramentas, tais como: avaliação do ciclo de vida, projeto e construção para o desempenho da estrutura, controle da qualidade e da durabilidade dos componentes da construção.

## Brasil contribui para o desenvolvimento das estruturas de concreto no mundo



Participantes do *fib Symposium 2023* em Istambul

Com participação ativa nas comissões, grupos de trabalho e no Model Code da *fib*, a delegação brasileira tem levado a expertise da engenharia nacional para auxiliar na elaboração de estudos e publicações internacionais, que norteiam o desenvolvimento das construções em concreto globais

O Brasil participa ativamente da Federação Internacional do Concreto (*fib*), principal entidade do setor no mundo, por meio de uma delegação nacional, formada por engenheiros da Associação Brasileira de Construção Industrializada (Abcic), da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece) e do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). Os integrantes da delegação nacional são: Íria Doniak, Fernando Stucchi,

Odiniz Klein Jr, e Júlio Timerman, respectivamente, sendo que o Prof. Stucchi, com a concordância de seus pares, está na posição de “head” do grupo brasileiro (NMG – National Member Group).

Neste ano, o engenheiro Fernando Stucchi, professor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e sócio-diretor da EGT Engenharia, líder da delegação brasileira, e a engenheira Íria Doniak, presidente executiva da Abcic, participaram do *fib International Symposium 2023*, em Istambul, na Turquia, enquanto o engenheiro Marcelo Melo, da Casagrande Engenharia, representou o país no *International fib Symposium of Conceptual Design of Structures*, em Oslo, na Suécia.

O *fib International Symposium 2023*

teve como tema central “Construindo para o Futuro: Durável, Sustentável, Resiliente”, e reuniu 457 engenheiros, de 55 países, entre os dias 5 a 7 de junho de 2023, que acompanharam 6 palestras magnas e 14 apresentações de conferencistas convidados. O evento contou ainda com 3 sessões científicas paralelas que aconteceram durante a conferência, totalizando mais de 400 apresentações divididas em seis sessões ao longo dos três dias.

O principal objetivo do simpósio foi fornecer uma plataforma para cientistas, engenheiros, industriais e profissionais apresentarem e discutirem avanços, aplicações práticas e perspectivas futuras em termos de durabilidade, sustentabilidade e resiliência no setor a engenharia civil.

Abordou temas relacionados ao concreto e materiais inovadores, desempenho estrutural e design, métodos de construção e gestão, e estruturas marcantes.

Segundo Stucchi e Íria, em Istambul foram promovidas três reuniões importantes e interessantes nos dias que antecederam o evento, sendo a primeira relacionada ao Model Code 2020 (*fib commission 10*), onde foi apresentado um resumo de conteúdo da publicação. O MC é considerado o documento pré-normativo mais relevante da engenharia do concreto estrutural, pois incorpora avanços do conhecimento, novas descobertas e necessidades do universo do concreto.

“Parte dos nossos comentários, que contaram com a participação de um grupo nacional com 44 profissionais oriundos das três entidades que formam o NMG, foram aceitos, como a revisão do *“Global Resistance Factor”*. Por outro lado, outros comentários não entraram no material, como os alertas para os riscos do uso de programas de Elementos Finitos Não-lineares. “Argumentamos à época da revisão sobre o exemplo do Metrô do Panamá, que está em operação há quase dez anos. A obra foi projetada por uma empresa americana, verificada por engenheiros brasileiros, e por uma empresa europeia, que ao usar esses programas, concluiu equivocadamente pela possibilidade de o viaduto cair”, explicou Stucchi, que refletiu sobre a importância de qualificação profissional, do cuidado ao utilizar programas para resolução de problemas reais, pois há a necessidade de ajustes a resultados experimentais equivalentes.

O MC2020 foi debatido também no Conselho Técnico e na Assembleia Geral, sendo aprovado. O Brasil votou a favor da aprovação por entender que é possível aguardar as próximas revisões para ter consenso em questões mais complexas. A publicação está prevista para o final deste ano e trará como destaque, em relação a versão anterior, a pauta da sustentabilidade e das estruturas existentes.

Em 2022, quando o simpósio se realizou em Oslo, outra passagem importante foi a criação de um grupo no *American Concrete Institute (ACI)*, de *“Code Comparison”*, no qual as normas da ACI e *fib MC* foram comparadas com a norma Brasileira ABNT NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto. Essa iniciativa foi motivada por um artigo de Stucchi apresentado no *fib*

Symposium 2021, em Lisboa, com grupo de ex-alunos, sobre cisalhamento em laje, comparando a ABNT NBR 6118, o ACI318-14 e sua nova versão de 2019, na qual foi dividido por dois a média da resistência das lajes ao cisalhamento, e o *fib MC2010*, que dava um resultado parecido com o do ACI318-19.

“Vinhamos enfatizando junto à *fib* a necessidade da entidade ajudar os países em desenvolvimento e com menos recursos, gerando propostas de norma menos conservadoras e mais econômicas; a discussão avançou com a entrada da sustentabilidade. Então, num encontro para discutir o assunto com um grupo de ex-presidentes, foi pedido que eu levasse a proposta para o chairman do MC2020”, recordou Stucchi, repetindo a frase: “a cidade de São Paulo tem mais prédios que a maioria dos países europeus e nunca houve um acidente por conta das lajes esbeltas que têm sido usadas em prédios e pontes”. Foi pedido ainda para acrescentar a pergunta: “no século 21, vamos continuar colocando mais concreto e aço nas nossas obras sem necessidade, emitindo mais carbono na natureza?”

Ainda durante o evento, houve uma sessão especial em comemoração aos 25 anos de atividades da *fib*. Fundada em 1998, a partir da fusão de duas entidades — *Euro-International Committee for Concrete (CEB)* e a *International Federation for Prestressing (FIP)*, atualmente, congrega 41 delegações nacionais e cerca de 2.500 empresas e membros individuais. As duas entidades predecessoras existiram de forma independente desde 1953 e 1952, respectivamente.

Como vice-presidente, Íria destacou, em seu pronunciamento, a importância da *fib* para o Brasil, para a engenharia e para a sociedade. “Todos os materiais produzidos pela instituição ao longo desses anos são referên-

cias para a engenharia mundial. No Brasil, as discussões e publicações contribuíram para o avanço da normalização no país, além de termos uma delegação nacional integrando a *fib*, que participa das comissões técnicas e que teve a oportunidade de colaborar para a elaboração do *Model Code*, contribuindo com a disseminação do conhecimento no mundo e no Brasil”.

Íria ressaltou ainda a importância dos trabalhos dos profissionais que participam da *fib*. “A experiência e dedicação dos engenheiros e das engenheiras que congregam e estão ativamente contribuindo com a organização agregam valor não apenas para a entidade, mas também para a sociedade mundial, que tem à disposição uma engenharia de vanguarda para atender às demandas por moradia, infraestrutura, transporte, saúde e educação. É um trabalho valioso e grandioso feito por todos os membros da organização”.

Felipe Cassol, presidente do Conselho Estratégico da Abcic, também participou do simpósio em Istambul. Os trabalhos da comissão 6 de pré-fabricados de concreto, por reunir *experts* do mundo todo neste fórum, sempre foi o objeto principal de atuação da Abcic, onde militam Íria Doniak, os professores Mounir Khalil El Debs (USP — EESC) e Marcelo de Araújo Ferreira (UFSCar — Netpré), além do engenheiro Marcelo Waimberg, da EGT Engenharia, que coordena o grupo de Pontes Pré-Fabricadas. A Abcic sempre apoiou a atuação da engenheira Íria não apenas nas questões técnicas e de interesse do setor, mas também sua atuação institucional, desde que foi convidada a integrar o *Presidium*. “Neste momento, tão relevante para a engenharia de concreto nacional, entendi a importância de estar



Código Modelo MC-2020 é aprovado pelas delegações nacionais em Assembleia Geral realizada na Turquia

presente, mais do que apoiar, pois creio se tratar de um momento ímpar de podermos ter o Brasil representado por uma mulher que teve seu valor reconhecido, sendo a primeira do gênero e o primeiro país sul-americano à frente da organização. Ao presenciar todo o trabalho voluntário, o nível das pessoas envolvidas e excelência nas questões técnicas que permeiam todos os trabalhos e que são de acesso a todo o mundo, entendi a importância de uma organização como a *fib* liderando as questões relacionadas a engenharia de concreto no mundo”.

## VICE-PRESIDÊNCIA DA *fib*

Stucchi lembra que a eleição da engenheira Íria para a vice-presidência da *fib*, por unanimidade, ocorreu durante a reunião da Assembleia Geral, realizada no *fib* Congress 2022, em Oslo, após a engenheira ter participado por três mandatos consecutivos — o primeiro como convidada — no *fib* *Presidium*, órgão máximo da entidade e posteriormente eleita nos outros dois. Íria é a primeira mulher vice-presidente da federação, assim como é a primeira vez que um(a) engenheiro(a) da América do Sul e do Brasil ocupa o cargo.

De acordo com os procedimentos da *fib*, a vice-presidência tem como prerrogativa indicar um jovem engenheiro, com até 35 anos, se possível aliando experiência prática e a academia, para participar do *Young Members Group (YMG)*, assumindo a função de vice-chair. Foi indicado o engenheiro Marce-

lo Melo, que atua na Casagrande Engenharia e é professor na UFRJ, escola onde obteve mestrado sob orientação do Prof. Sérgio Hampshire, e atualmente é doutorando da EPUSP, sob orientação de Stucchi, estudando a redução da majoração de cargas no caso de pontes antigas com bom desempenho estrutural por longo período.

A expectativa é que tanto Íria como Marcelo assumam a presidência, respectivamente, da *fib* e do *fib* YMG, em 2025. A confirmação deverá ocorrer em 2024 durante a Assembleia Geral, de acordo com os trâmites previstos no estatuto da organização.

## INTERNATIONAL *fib* SYMPOSIUM ON CONCEPTUAL DESIGN OF STRUCTURES

O *International fib Symposium on Conceptual Design of Structures* é um simpósio que ocorre a cada dois anos, intercalado com o *PhD Symposium*. Foi idealizado para unir as gerações atuantes na *fib* com os jovens engenheiros que estão nos escritórios de engenharia, na indústria e nas obras.

“Nem todos os engenheiros jovens se dedicam com exclusividade ao meio acadêmico. Muitos se especializam, fazem mestrado e doutorado, mas seguem carreira de projetista, por exemplo. Existem muitos talentos que precisam ter seu espaço para apresentarem os seus trabalhos e debaterem as suas ideias” pontuou Íria.

A terceira edição, realizada em Oslo, na Noruega, em junho, contou com a participação do engenheiro Marcelo Melo, vice-

-presidente do YMG, que comentou sobre o objetivo do evento, que é o desenvolvimento do conhecimento de concepção estrutural para jovens engenheiros. A primeira edição aconteceu na Espanha, em 2018, posteriormente, na Suíça, em 2021.

“Em um formato mais informal que favorecia a troca de experiências entre participantes, o simpósio contou com palestras de engenheiros renomados que possuem grande experiência em concepção estrutural, e apresentação de trabalhos de jovens engenheiros, tanto da área acadêmica quanto de projeto. Fui o único participante das Américas e pude compartilhar uma solução estrutural brasileira para resolver o problema de enchentes no Rio de Janeiro, desenvolvida em nosso escritório”.

Na avaliação de Melo, que também participou de um debate sobre sustentabilidade, o evento de Oslo trouxe um foco diferente dos dois primeiros eventos, que abordaram concepção da solução, ao discutir alternativas arquitetônicas, estruturais, construtivas e de fundação, destacando a pesquisa e o trabalho acadêmico. “Estamos sendo instigados a retornar ao foco original do simpósio, acrescentando a ênfase de incluir jovens engenheiros nas discussões”, explicou.

No evento, Melo também convidou os participantes para a próxima edição do Simpósio que ocorrerá no Rio de Janeiro, em 2025, após o Congresso Brasileiro de Pontes de Estruturas. Será uma semana importante para a engenharia nacional.

## Aplicações do concreto de ultra alto desempenho

Sob o tema “Aplicações do Concreto de Ultra Alto Desempenho”, a ABECE (por intermédio das regionais SP/Central e SP/Campinas-Piracicaba) e a ABCIC (Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto) promoveram, em 3 de agosto de 2023, em Campinas (SP), o “6º Simpósio ABECE - Universidades de Engenharia de Estruturas”.

Realizado em parceria com a EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo), PUC-Campinas (Pontifícia Universidade Católica de Campinas), UNICAMP (Universidade Estadual de Campinas) e UFSCar (Universidade Federal de São Carlos), o evento trouxe diversos especialistas para abordar as mais recentes aplicações do

UHPC (Concreto de Ultra Alto Desempenho). A mesa de abertura contou com a presença do vice-presidente de Relacionamento da ABECE, eng. Ricardo Kerr, da presidente executiva da ABCIC, eng. Iria Licia Doniak, e dos representantes Marco Carnio (PUC-Campinas), Leandro Trautwein (UNICAMP), José Roberto de Andrade (ABECE - Regional SP/Central), Antonio Figueiredo (USP) e Guilherme Parsekian (UFSCar).

Fizeram parte da programação as palestras “Comportamento e dimensionamento à flexão” (eng. Guilherme Parsekian), “Comportamento e dimensionamento ao esforço cortante” (eng. Leandro Trautwein), “Composição, dosagem e produção de UHPC” (eng. Roberto Christ), “O trabalho do CT 303 - Comitê

Técnico IBRACON/ABECE - GT5 Estruturas de UHPC (eng. Marco Carnio), “O trabalho do TG 6.5 *fib* de pontes pré-fabricadas e as possibilidades de uso do UHPC (eng. Marcelo Waimberg), “Controle da qualidade para o UHPC” (eng. Antonio Figueiredo) e *UHPC Applications in North America* (eng. Sri Sritharan). No dia 4 de agosto, o convidado especial, eng. Sri Sritharan (da Iowa State University - EUA) foi o responsável por ministrar o curso “*Design Applications of UHPC*”, apresentando as especificações do ACI para projetos em UHPC (Concreto de Ultra Alto Desempenho), incluindo exemplos.

As palestras foram gravadas e estão disponibilizadas no site da ABECE na [área restrita aos associados](#).



## Evento na Regional de São Paulo

**A** Regional do IBRACON em São Paulo vai realizar o I BootCamp de Paredes de Concreto, no dia 16 de setembro, no auditório Casseb do

Centro Universitário do Norte de São Paulo, em São José do Rio Preto. O evento contará com palestras do Eng. Danilo Lorenceto e Prof. Ana

Paula Fugii, diretores regionais do IBRACON, com mesa-redonda e com visita técnica. Inscrições no Sympla.

## Conferência Internacional na Paraíba

**A** 19ª Conferência Internacional sobre Materiais não Convencionais e Tecnologias será realizada em João Pessoa, de 6 a 8 de novembro, no Aram Beach & Convention. Entre os assuntos a serem discutidos,

destacam-se: concretos com menos impacto ambiental, construções ecoeficientes, avaliação do ciclo de vida dos materiais, desempenho e durabilidade dos materiais e reciclagem de materiais e resíduos.

O evento vai contar com palestrantes da Colômbia, França, Reino Unido, Espanha, Suíça e Albéria.

**Mais informações:**

<https://www.even3.com.br/nocmat2023/>

## IBRACON na Estrada Gaúcha

**A** Regional do IBRACON no Rio Grande do Sul realizou em 23 de agosto, na UCS de Bento Gonçalves, mais um evento da série IBRACON na Estrada Gaúcha - Conectando a Universidade ao Mercado.

O evento discutiu cuidados na execução de estruturas de concreto expostas a baixas temperaturas, método da maturidade do concreto, estruturas de concreto protendido e as diferentes aplicações do cimento.

Participaram palestrantes da Concesul (Eng. Airton Fontanive), da Curra Engenharia (Eng. Roberto Curra), da Arcelor-Mittal (Enga. Mery Correa) e da Votorantim Cimentos (Eng. Maurício Bianchini), além do diretor regional Jefferson Bruschi.

## Palestra técnica na Regional de Santa Catarina



Paulo Helene em momento de sua palestra

**E**m 4 de julho, foi realizada, por iniciativa do CREA-SC e apoio do IBRACON, palestra técnica com o Prof. Paulo Helene, abordando o tema "Lições aprendidas com o colapso do Edifício em Miami". O evento, realizado no Centro de Inovação ACATE, em Florianópolis, contou com a participação de mais de 100 profissionais inscritos, além de transmissão ao vivo pelo YouTube no canal do CREA-SC, com mais de 200 acessos simultâneos. Abrindo o evento, o Diretor Regional do IBRACON em Santa Catarina, Prof. Stoc-

co, convidou os presentes a participarem do 64º Congresso Brasileiro do Concreto, em outubro em Florianópolis. Na sequência, o Prof. Paulo Helene apresentou informações e análises de dados a respeito do colapso do Edifício em Miami, instigando os participantes a refletirem sobre decisões técnicas. Por fim, o Eng. Carlos Kita, presidente do CREA-SC encerrou o evento agradecendo a parceria entre as instituições, e anunciando a participação do CREA como expositor no 64ºCBC. Além disso, ainda foram sorteados 4 exemplares da Revista Concreto entre os participantes inscritos.

## Encontro Regional no Pará



**A** Regional do Pará realizou seu 28º Encontro Regional, de 15 a 16 de junho, no campus Belém da Universidade Federal do Pará.

O evento discutiu o uso de concreto sustentáveis e sua influência no clima da Amazônia.

## Seminário Sul Brasileiro de Pontes e Estruturas

**O** III Seminário Sul Brasileiro de Pontes e Estruturas vai ser realizado em 10 de novembro, na PUC-RS, em Porto Alegre.

O evento contará com a participação do presidente do IBRACON, Prof. Paulo Helene, como palestrante.

Outros palestrantes serão: Prof. Acir Mércio Loredou Souza, Rui Oyamada, Carlos Henrique Siqueira, Fernando Stucchi e Sérgio Hampshire Santos.

O evento é uma realização conjunta da ABPE, PUC-RS e Univates.



## Atividades na Regional de Pernambuco

**O** diretor regional, Prof. Romilde Almeida de Oliveira, participou, como entrevistado, do programa radiofônico ABES Sustentabilidade, patrocinado pela Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, na Rádio Criatividade FM. Na entrevista veiculada no dia 15 de julho, o Eng. Romilde falou sobre manutenção predial

com o Eng. Cristiano José Silva, ex-diretor da ABES.

Romilde foi também fonte de informação sobre a situação atual dos edifícios na cidade de Recife, com enfoque para os prédios tipo caixão. Seu depoimento, dado para a Assessoria de Comunicação da Universidade Federal de Pernambuco, será usado em matérias para o

site, Rádio e TV Universitárias da UFPE. Já, no dia 23 de agosto último, o Prof. Romilde de Oliveira palestrou sobre edificações construídas em alvenaria resistente na Região Metropolitana de Recife, na sede regional da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece). O evento contou com o apoio do IBRACON.





## Instituto Brasileiro do Concreto


Organização técnico-científica nacional de defesa e valorização da engenharia civil


Fundado em 1972, seu objetivo é **promover e divulgar conhecimento sobre a tecnologia do concreto e de seus sistemas construtivos para a cadeia produtiva do concreto**, por meio de publicações técnicas, eventos técnico-científicos, cursos de atualização profissional, certificação de pessoal, reuniões técnicas e premiações.


### Associe-se ao IBRACON! Mantenha-se atualizado!

- Receba gratuitamente as quatro edições anuais da revista **CONCRETO & Construções**
- Tenha descontos de até **50%** nas **publicações técnicas do IBRACON** e de até **20%** nas **publicações do American Concrete Institute (ACI)**
- Descontos nos eventos promovidos e apoiados pelo **IBRACON**, inclusive o **Congresso Brasileiro do Concreto**
- Oportunidade de participar de **Comitês Técnicos**, intercambiando conhecimentos e fazendo valer suas **opiniões técnicas**

Fique bem informado!

 [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)

 [facebook.com/ibraconOffice](https://facebook.com/ibraconOffice)

 [twitter.com/ibraconOffice](https://twitter.com/ibraconOffice)



# 64° Congresso Brasileiro do Concreto

## Florianópolis 2023

18 a 21 de outubro

# CONCRETIZANDO A INOVAÇÃO E A SUSTENTABILIDADE

Participe do **Maior Fórum Técnico Nacional de Debates** sobre a **Tecnologia do Concreto e Seus Sistemas Construtivos**

### Patrocínio e Exposição (Centrosul)

- Estreite relacionamentos na **XVIII Feibracon – Feira Brasileira da Construção em Concreto**
- Associe **sua marca** ao **conjunto de empresas comprometidas com a qualidade na construção e sustentabilidade do setor**
- Cative **seu público** com uma **apresentação técnico-comercial** no **Seminário de Novas Tecnologias**

**Contato:** ARLENE LIMA  
**Tel.:** (11) 3735-0202  
**e-mail:** arlene@ibracon.org.br

### Palestrantes Internacionais

- Dr. Ahmad A. Hamid  
(Drexel University)
- Eng. Sérgio Henrique Pialarissi Cavalaro  
(Loughborough University)
- Prof. Dr. Venkatesh K. R. Kodur  
(Michigan State University)

### Concursos Estudantis

- Aparato de Proteção ao Ovo – APO
- Concrebol
- Concreto Colorido de Alta Resistência – COCAR
- Ousadia
- Concreto: Quem sabe faz ao vivo

**CONHEÇA AS COTAS  
DE PATROCÍNIOS**

**INSCRIÇÃO**

<https://concreto.org.br/64cbc/inscricoes/>



**MAIS INFORMAÇÕES**

[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br) [ibracon\\_oficial](https://www.instagram.com/ibracon_oficial) [ibraconOffice](https://www.facebook.com/ibraconOffice) [office@ibracon.org.br](mailto:office@ibracon.org.br)

Av. Queiroz Filho, 1.700 – sala 407/408 – Torre D – Villa Lobos Office Park – 05319-000 – Vila Hamburguesa – São Paulo – SP – Tel. (11) 3735-0202