

# CONCRETO

& Construções



Ano XLII  
**76**  
OUT-DEZ • 2014  
ISSN 1809-7197  
[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)

EDIFICAÇÕES RESIDENCIAIS E COMERCIAIS

## ESTADO DA ARTE EM ESTUDOS SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO PARA EDIFÍCIOS



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

ANTONIO CARLOS ZORZI:  
DIRETOR DE ENGENHARIA  
DA CYRELA

56° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

COBERTURA DO MAIOR FÓRUM  
TÉCNICO-CIENTÍFICO NACIONAL  
SOBRE O CONCRETO

ENTIDADES PARCEIRAS

VENCEDORES DO PRÊMIO  
TALENTO ENGENHARIA  
ESTRUTURAL

Esta edição é um oferecimento das seguintes Entidades e Empresas



Adote concretamente

a revista CONCRETO & Construções





# Instituto Brasileiro do Concreto

Organização técnico-científica nacional de defesa e valorização da engenharia civil

Fundada 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)

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

## ADITIVOS



## RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



## ARMADURA



## ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



PONTIFÍCA UNIVERSIDADE CATÓLICA



Sua Universidade Completa. Sua Carreira



INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS



CONSTRUINDO CONHECIMENTO

## ADIÇÕES



Concreto de Alto Desempenho

## JUNTAS



## EQUIPAMENTOS



Equipamentos e Sistemas de Ensaio



## ESCRITÓRIOS DE PROJETOS





# JUNTE-SE A ELAS

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

## PRÉ-FABRICADOS



## CONTROLE TECNOLÓGICO



## FÓRMAS



## CONSTRUTORAS



## CIMENTO



## AGREGADOS



## GOVERNO



PETROBRAS



## CONCRETO





**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

**DIRETOR PRESIDENTE**  
Túlio Nogueira Bittencourt

**DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE**  
Julio Timerman

**DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE**  
Nelson Covas

**DIRETOR 1º SECRETÁRIO**  
Antonio Domingues de Figueiredo

**DIRETOR 2º SECRETÁRIO**  
Arcindo Vaquero Y Mayor

**DIRETOR 1º TESOUREIRO**  
Claudio Sbrighi Neto

**DIRETOR 2º TESOUREIRO**  
Carlos José Massucato

**DIRETOR DE MARKETING**  
Hugo da Costa Rodrigues Filho

**DIRETOR DE EVENTOS**  
Luiz Prado Vieira Júnior

**DIRETORA TÉCNICA**  
Inês Laranjeira da Silva Battagin

**DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS**  
Ricardo Lessa

**DIRETOR DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA**  
Paulo Helene

**DIRETORA DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO**  
Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

**DIRETORA DE CURSOS**  
Iria Lícia Oliva Doniak

**DIRETORA DE CERTIFICAÇÃO DE MÃO DE OBRA**  
Roseni Cezimbra



**CRÉDITOS CAPA**  
EMPREENDIMENTO CIRAGAN,  
NOS JARDINS, SÃO PAULO.

CRÉDITO: FOTO DIVULGAÇÃO DE OBRAS DA CYRELA

## seções

- 7 Editorial
- 8 Coluna Institucional
- 9 Converse com IBRACON
- 11 Encontros e Notícias
- 21 Personalidade Entrevistada:  
Antonio Carlos Zorzi
- 120 Entidades da Cadeia
- 131 Mantenedor
- 150 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:  
5.500 exemplares  
Publicação Trimestral distribuída gratuitamente aos associados

**JORNALISTA RESPONSÁVEL**  
Fábio Luis Pedrosa – MTB 41728  
fabio@ibracon.org.br

**PUBLICIDADE E PROMOÇÃO**  
Arlene Regnier de Lima Ferreira  
arlene@ibracon.org.br  
Hugo Rodrigues  
hugo.rodrigues@abcp.org.br

**PROJETO GRÁFICO E DTP**  
Gill Pereira  
gill@elemento-arte.com

**ASSINATURA E ATENDIMENTO**  
office@ibracon.org.br

Gráfica: Ipsis Gráfica e Editora  
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 2014 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.

**PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL**  
■ Eduardo Barros Millen (protendido)

- COMITÊ EDITORIAL - MEMBROS**
- Arnaldo Forti Battagin (cimento e sustentabilidade)
  - Elton Bauer (argamassas)
  - Enio Pazini de Figueiredo (durabilidade)
  - Evandro Duarte (protendido)
  - Frederico Falconi (projetista de fundações)
  - Guilherme Parsekian (alvenaria estrutural)
  - Hugo Rodrigues (cimento e comunicação)
  - Inês L. da Silva Battagin (normalização)
  - Iria Lícia Oliva Doniak (pré-fabricados)
  - José Tadeu Balbo (pavimentação)
  - Nelson Covas (informática no projeto estrutural)
  - Paulo E. Fonseca de Campos (arquitetura)
  - Paulo Helene (PhD, Alconpat, Epusp)
  - Selmo Chapira Kuperman (barragens)



**IBRACON**  
Rua Julieta Espírito Santo  
Pinheiro, 68 – CEP 05542-120  
Jardim Olimpia – São Paulo – SP  
Tel. (11) 3735-0202



## 56º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

- 32 Congresso reúne os usuários de concreto em torno de suas pesquisas e práticas
- 48 Premiados pelo IBRACON em 2014
- 51 Vencedores dos Concursos Técnicos Estudantis
- 59 Reunião dos Comitês Técnicos do IBRACON

## ESTRUTURAS EM DETALHES

- 62 Projeto de edifícios de concreto armado capaz de permitir a ruptura de qualquer um de seus pilares
- 69 Conforto humano sobre pisos de edificações de concreto armado submetidos a ações humanas rítmicas
- 78 Novas considerações do Método do Vento Sintético

## INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

- 92 Prática, pesquisa e desafios em edificações em alvenaria estrutural

## INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

- 98 Dez anos de história da RAA em fundações na região metropolitana de Recife
- 106 Percepção de usuários de edificações sobre leis de inspeção e ações de manutenção preventiva
- 113 Análise da segurança em estruturas de concreto existentes

## PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

- 123 Protótipo de edifício de betão auto-compactável reforçado com fibra de aço

## NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

- 133 Parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio
- 148 Revisão de normas técnicas da Arquitetura







## IBRACON: O Estado da Arte em Estruturas de Concreto

Caro leitor,

**T**emos o prazer de lhe enviar a 76ª edição da nossa Revista Concreto & Construções. Nessa edição, o tema “Estruturas de Concreto para Edifícios” está sendo focado. Os edifícios de concreto compõem uma avassaladora maioria em termos de edifícios residenciais, comerciais e industriais em nosso país. Ao longo das páginas desta edição, serão abordados aspectos sobre o projeto, a industrialização, a manutenção e a inspeção destes sistemas estruturais.

O concreto é um material fundamental para construção sustentável da infraestrutura do nosso país. E evidentemente, a infraestrutura urbana, com suas edificações e sistemas viários e sanitários, se constitui numa parcela fundamental para alcançarmos condições dignas de vida para todos os brasileiros. Este versátil material está presente não só em nossos edifícios, mas também em nossas pontes e viadutos, rodovias e ferrovias, aeroportos e terminais portuários, estações de tratamento de água e esgoto, galerias e dutos, túneis e estações de metrô, em nossos shopping centers, em suma, é parte importante do nosso patrimônio construído, e, portanto, precisa ser propriamente mantido e conservado.

Realizamos recentemente o 56º Congresso Brasileiro do Concreto (56CBC), em conjunto com a nossa FEIBRACON (Feira Brasileira das Construções em Concreto), na fantástica cidade de Natal, onde contamos com apoio da Regional do Rio Grande do Norte, liderada pelo Professor Hênio Tinoco. Em nome do Professor Hênio, enviamos nossos sinceros agradecimentos a toda equipe do comitê organizador local, por seu empenho em propiciar aos nossos participantes e associados um evento inesquecível e extremamente produtivo para o IBRACON. O apoio inestimável de nossos patrocinadores também merece ser destacado e reconhecido.

No 56CBC, além dos tradicionais temas voltados à Gestão e Normalização, Materiais e Propriedades, Projeto de Estruturas, Métodos Construtivos, Análise Estrutural, Materiais e Produtos Específicos, Sistemas Construtivos Específicos e Sustentabilidade, tivemos vários eventos paralelos, tais como o Seminário de Novas Tecnologias, o Workshop de Produção de Estruturas Especiais de Concreto, o Workshop de Usinas Eólicas e o Seminário de Infraestrutura Ferroviária, Metroviária e Rodoviária. Os eventos paralelos têm trazido uma contribuição importante ao nosso tradicional evento, de forma a abordarmos de forma específica assuntos estratégicos importantes.

Também tivemos o lançamento de dois novos livros editados pelo IBRACON: “Durabilidade do Concreto: Bases Científicas para a Formulação de Concretos Duráveis de Acordo com o Ambiente” e “Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais”. Agradecemos profundamente aos nossos patrocinadores e também aos editores e seus colaboradores, que doaram seu conhecimento e tempo para que o IBRACON pudesse oferecer esses textos para a comunidade técnica nacional. O lançamento dos livros foi um enorme sucesso, o que aumenta nossa responsabilidade futura de darmos continuidade a este tipo de atividade.

Teremos provavelmente um ano de 2015 difícil pela frente, face às dificuldades de reorganização econômica e orçamentária que se avizinham, mas continuamos a ser otimistas quanto à construção de condições adequadas de moradia e infraestrutura, no longo prazo. E o IBRACON certamente dará sua contribuição nesta direção.

Teremos o nosso próximo evento, 57CBC, na cidade de Bonito, no Mato Grosso do Sul. O enfoque não poderia deixar de ser a sustentabilidade e a ecologia nas construções de concreto. Contamos com o apoio de todos para realizarmos também em 2015 mais um evento memorável para nosso setor.

O IBRACON precisa da sua participação e o seu entusiasmo para construirmos um Instituto cada vez melhor e mais forte! Participe!

TÚLIO N. BITTENCOURT  
PRESIDENTE DO IBRACON •

# Congresso Brasileiro do Concreto: unindo pessoas em prol da qualificação profissional

**N**atal/RN de 7 a 10 de outubro de 2014 foram local e período de realização do 56º Congresso Brasileiro de Concreto. Foram quatro dias de palestras, discussões técnicas, concursos, lançamento de livros, feira, coquetel, jantar e uma série de outras atividades que envolveram, além dos 1206 participantes inscritos, o pessoal de apoio que atendeu aos congressistas e os que visitaram somente a FEIBRACON – Feira Brasileira das Construções em Concreto. Resumidamente, pode-se dizer que o CBC movimentou cerca de 1.500 pessoas nesses quatro dias. Um apanhado do que foi o congresso pode ser visto a partir da página 32 desta revista.

Para que um Congresso possa ser levado a cabo, inúmeras atividades devem ser iniciadas com bastante antecedência. A regional local deve levar ao Conselho sua candidatura. Aceita, inicia-se um trabalho demorado de procura de locais e orçamentação, pelas diretorias regional e de eventos. Por ser uma entidade sem fins lucrativos, o IBRACON deve se submeter às regras estabelecidas pela Receita Federal e, para qualquer tomada de preços, devem ser avaliados pelo menos três orçamentos para cada atividade. Isto significa dezenas de propostas avaliadas.

Paralelamente, são buscados os patrocinadores usuais e os eventuais na região do evento, através de contatos telefônicos e até mesmo visitas.

Por outro lado são feitas as chamadas de artigos. No 56º foram 1060 resumos, 570 artigos recebidos e 486 pu-



blicados nos Anais. Para avaliar e revisar todos esses artigos, a Comissão Científica contou com o apoio de 69 professores e profissionais que, em média, revisaram mais de 8 artigos, individualmente. Todos aqueles que submetem artigos são informados quanto à avaliação e a eventual apresentação do trabalho nas plenárias ou sessão “pôster”. Além disso, são organizados os seminários, workshops e simpósios pelos seus coordenadores, pelo como

definidos os cursos a serem oferecidos aos congressistas.

Durante o Congresso as tarefas são divididas entre muitos voluntários, que se responsabilizam por “mídia desk”, distribuição de artigos pelas plenárias, coordenação das sessões “pôsteres”, tesouraria, presidência de mesas e coordenação de debates, acompanhamento dos concursos estudantis, entre outras atividades.

Enfim, o ‘nosso’ congresso é a somatória do esforço de muitos, que se dedicam, em detrimento de suas horas de lazer e, até mesmo, do tempo que seria dedicado a seu trabalho e família, para levar à frente a bandeira do concreto.

Este texto é o reconhecimento que, sem todos esses nossos verdadeiros “amigos do concreto”, nada poderia ser feito e perderíamos o que é considerado o maior fórum latino-americano de discussões a respeito de concreto.

A todos os que nos auxiliam, os nossos mais sinceros agradecimentos. Muito obrigado.

**Luiz Prado Vieira Júnior**  
DIRETOR DE EVENTOS DO IBRACON •



# CONVERSE COM O IBRACON

## PERGUNTAS TÉCNICAS

PREZADO GUILHERME, BOA TARDE, VOCÊ SE LEMBRA POR QUE FOI MANTIDO O CRITÉRIO DE 85% DA MÉDIA NO ESTIMADOR DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA APRESENTADO NA NORMA ABNT NBR 15961-2:2011? ESSE LIMITE NÃO EXISTE NA ABNT NBR 6136:2014 (ITEM 6.5.1), NEM NA ABNT NBR 12655:2006 (AMOSTRAGEM PARCIAL, ITEM 6.2.3.1). ENTENDEMOS QUE ESSE LIMITE É MUITO RIGOROSO, PENALIZANDO DEMASIADAMENTE O BOM CONSTRUTOR E O BOM FORNECEDOR. VOCÊ CONCORDA COM ESSE PONTO DE VISTA?

*FERNANDO LOPES DE MORAIS*

*CLÁUDIO PUGA E ENGENHEIROS ASSOCIADOS S/S LTDA*

*Sim. Na realidade esse valor não tem a ver com o da antiga 6136 ou qualquer parâmetro estatístico.*

*Quando a norma foi revisada procurou-se manter a mesma segurança da norma antiga no dimensionamento à compressão. Se fosse prisma médio, o gamam deveria ser 2,5 para correlação direta.*

*Foi adotado  $f_{pk} = 0,8 f_p$  (característico e médio).*

*Então,  $\gamma_m = 0,8 \times 2,5 = 2,0$*

*Porém, pode ocorrer da suposição feita de  $f_{pk} = 0,8 f_p$  não ser real; então, está truncado o valor de  $f_{pk}$  em 0,85 de  $f_p$ . Não foi usado 0,8 porque entendeu-se que seria adequado um ganho no dimensionamento para amostras com pouca variabilidade. Em outras palavras, se a amostra tem pouca variabilidade, admite-se um  $\gamma_m$  um pouco menor que o da norma anterior.*

PREZADO PROF. PARSEKIAN, BOM DIA, PARA OBRAS DE MAIOR EXIGÊNCIA ESTRUTURAL, O CONTROLE PODE SER FEITO UNICAMENTE POR PRISMAS (OCO E CHEIO), MOLDADOS EM OBRA E COM AMOSTRAGEM E ENSAIO CONFORME DESCRITO NA NORMA? PARA OS DEMAIS ELEMENTOS (ARGAMASSA, GRAUTE E BLOCO), BASTAM OS

ENSAIOS DO FORNECEDOR? OU SEJA, ENSAIOS APRESENTADOS, PORÉM NÃO PELA OBRA, MAS PELO FORNECEDOR? A OBRA DEVE MOLDAR SEIS CORPOS DE PROVA DE CADA ELEMENTO, COM A FINALIDADE DA CONTRAPROVA? RECOMENDO ATUALMENTE O ENSAIO FEITO DIRETAMENTE PELA OBRA, COMO MATERIAL COLETADO NA CHEGADA, MAS UM CLIENTE PERGUNTOU DESTA POSSIBILIDADE.

*ENG. RANGEL LAGE*

*Boa tarde Rangel,*

*Entendo que o controle deve ser feito em ensaios de blocos, argamassa, graute e prisma.*

*Os resultados do prisma prevalecem sobre os outros para aceitação da alvenaria, mas os de argamassa e graute aferem o processo de produção desses.*

*Recentemente houve uma mudança no controle de blocos de concreto. Publiquei um artigo sobre isso na Revista Concreto & Construções:*

*[http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_construcao/rev\\_construcao\\_73.htm](http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/rev_construcao_73.htm)*

*Entendo que o controle de blocos precisa ser certificado por terceiros e não apenas pela indústria. Essa é uma discussão que engloba a questão da certificação.*

*Pela revisão de norma de 2011, os prismas podem ser moldados no laboratório, a partir do recebimento dos materiais da obra, para blocos de  $f_{bk}$  até 10 MPa.*

QUAL O SEU PONTO DE VISTA PARA O FUTURO EM RELAÇÃO À ALVENARIA ESTRUTURAL: ELA IRÁ SE TORNAR A ALTERNATIVA CONSTRUTIVA MAIS UTILIZADA? QUANTO À MÃO DE OBRA, QUE ESPECIFICAÇÕES SÃO REQUERIDAS PARA A ALVENARIA ESTRUTURAL EM RELAÇÃO AO CONCRETO ARMADO?

*CHARLENE DIAS DA ROCHA*

*ESTUDANTE DE ENGENHARIA CIVIL E DO CURSO TÉCNICO EM EDIFICAÇÕES DE PORTO VELHO/RO*

*Para determinadas tipologias de edificações, aquelas de baixa a média altura, até 12 pavimentos, de uso residencial*

e vãos moderados, com várias paredes dividindo os cômodos nas duas direções principais da planta e que podem ser incorporadas na estrutura (dessa forma, não são sujeitas a remoções e reformas no futuro), a alvenaria estrutural já é a alternativa construtiva mais utilizadas no Sul e Sudeste do Brasil e, talvez, também do Centro-Oeste.

Entendo que com a instalação de fábricas capazes de produzir blocos de alta qualidade, essa também deva evoluir para principal alternativa nesses casos para as regiões Norte e Nordeste.

Executar a tarefa de construir em um sistema de concreto armado convencional é muito mais complexo do que o de erguer paredes. Basta pensar na quantidade de tarefas e detalhes necessários para cortar, dobrar, montar as armaduras, projetar, cortar e montar as formas, concretar, vibrar curar... etc. Na alvenaria estrutural, os processos e procedimentos de execução são mais simples. O que realmente muda é a necessidade de se fazer bem feito. Se uma parede for construída fora do prumo, ela será demolida e refeita. Apesar de não ser adequado, muitas vezes aceitam-se erros executivos em outros sistemas. O sistema em alvenaria estrutural é muito simples de ser executado, mas erros executivos não são tolerados. Se não houver essa cultura, não vale a pena.

Respondidas por Guilherme A. Parsekian, Professor do

Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UFSCar e Membro do Comitê Editorial

COMO CONSEGUIR UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO OU PROTENDIDO QUE SEJA IMPERMEÁVEL À ÁGUA?

AUGUSTO SILVA, BELÉM, PARÁ

Do ponto de vista do material concreto, pode-se afirmar que o mesmo possui baixíssima permeabilidade, e para a grande maioria das aplicações convencionais (reservatórios de água, tanques, piscinas, sub-solos) pode ser considerado um material "impermeável", com coeficiente de permeabilidade muito pequeno.

Do ponto de vista de uma estrutura concebida com o material concreto armado ou protendido entende-se que o conceito adequado é buscar a estanqueidade da estrutura e não sua impermeabilidade.

Nesse contexto é absolutamente possível (e até comum) conceber estruturas estanques, do tipo reservatórios e lajes de subpressão, desde que os procedimentos executivos sejam bem planejados e realizados.

Os pontos críticos são as juntas de concretagem, as bicheiras e os "furos" dos tensores ou agulhas de fôrmas. Na sequência de atividades enumera-se os cuidados básicos com transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto.

Dr. Carlos Brites, PhD Engenharia, sócio coletivo ●

## A INDÚSTRIA DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS NO BRASIL TEM VIABILIZADO IMPORTANTES PROJETOS.



As vantagens deste sistema construtivo, presente no Brasil há mais de 50 anos:

- Eficiência Estrutural;
- Flexibilidade Arquitetônica;
- Versatilidade no uso;
- Conformidade com requisitos estabelecidos em normas técnicas ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas);
- Velocidade de Construção;
- Uso racional de recursos e menor impacto ambiental.

CONHEÇA NOSSAS AÇÕES INSTITUCIONAIS E AS EMPRESAS ASSOCIADAS.

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

  
Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto

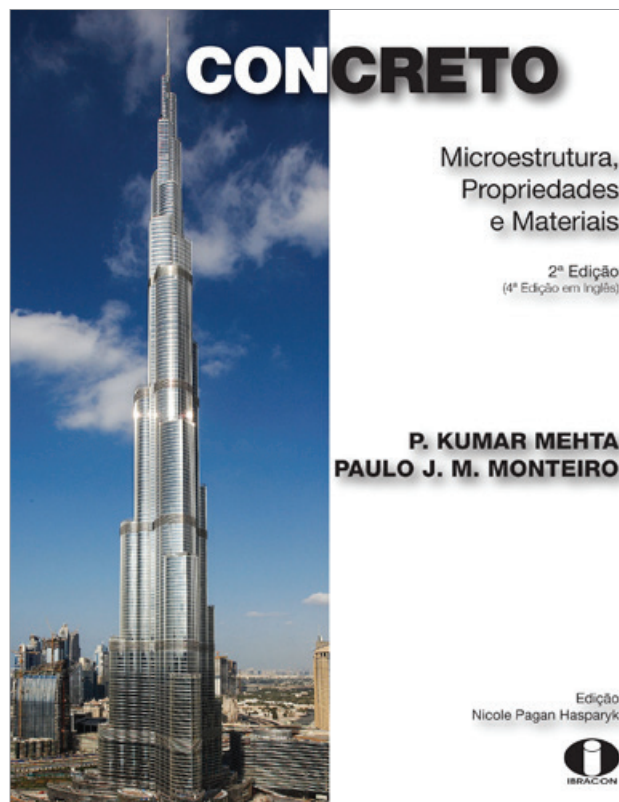


## Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais

- **Autores** P. Kumar Mehta e Paulo J. M. Monteiro (Universidade da Califórnia em Berkeley)
- **Coordenador da edição em português** Nicole Pagan Hasparyk (Eletrobras Furnas)
- **Editora** IBRACON  
4ª edição (inglês)  
2ª edição (português)

Guia atualizado e didático sobre as propriedades, comportamento e tecnologia do concreto, a quarta edição do livro "Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais" foi amplamente revisada para trazer os últimos avanços sobre a tecnologia do concreto e para proporcionar em profundidade detalhes científicos sobre este material estrutural mais amplamente utilizado. Cada capítulo é iniciado com uma apresentação geral de seu tema e é finalizado com um teste de conhecimento e um guia para leituras suplementares.

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



giacometti

## CIMENTO NACIONAL. O CIMENTO COM A FORÇA DO BRASIL É SEMPRE UMA GARANTIA DE QUALIDADE NA SUA OBRA.



O **Cimento Nacional** tem maior rendimento na aplicação, com grande aderência, alta resistência, qualidade constante e uniforme. É cimento forte, moderno, de alta tecnologia, com a tradição do **Grupo Ricardo Brennard**.

Com o **Cimento Nacional** você tem qualidade superior e alta performance em todo tipo de aplicação.

[www.cimentonacional.com.br](http://www.cimentonacional.com.br)  
CAC - 0800 201 0021

**QUALIDADE  
BRENNAND  
CIMENTOS**







## Durabilidade do Concreto

- Editores Jean-Pierre Ollivier e Angélique Vichot
- Editora Presses de l'École Nationale des Ponts et  
francesa Chaussées - França
- Coordenadores Oswaldo Cascudo e Helena Carasek (UFG)  
da edição em português
- Editora IBRACON  
brasileira

Esforço conjunto de 30 autores franceses, coordenados pelos professores Jean-Pierre Ollivier e Angélique Vichot, o livro "Durabilidade do Concreto: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente" condensa um vasto conteúdo que reúne, de forma atualizada, o conhecimento e a experiência de parte importante de membros da comunidade científica europeia que trabalha com o tema da durabilidade do concreto.

A edição brasileira da obra foi enriquecida com o trabalho de tradução para a língua portuguesa e sua adaptação à realidade técnica e profissional nacional.

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

Orgulho em construir  
o futuro do país,  
na direção certa.

Há mais de 70 anos no mercado, a Votorantim Cimentos é uma das principais produtoras de cimento do mundo e líder no setor no Brasil. Com um portfólio completo de soluções para a construção civil, traz inovação, qualidade e resultados para obras de diferentes portes. São projetos que auxiliam na construção de um caminho firme para o desenvolvimento do país.

 **Votorantim**  
Cimentos

CIMENTOS • CONCRETOS • AGREGADOS • ARGAMASSAS • CALES



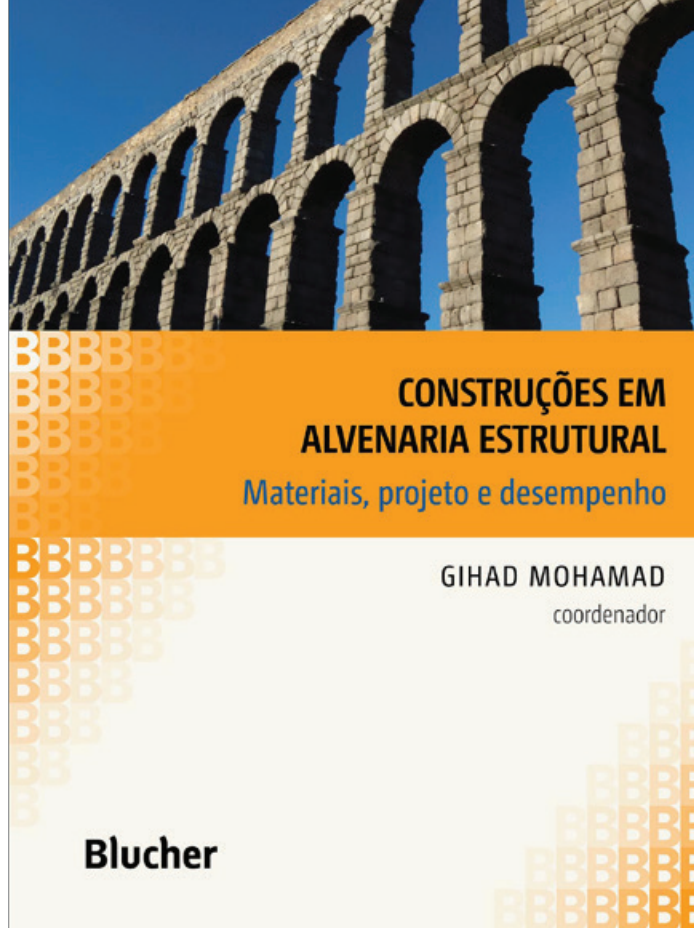
# Construções em Alvenaria Estrutural

→ Coordenador Gihad Mohamad  
→ Editora Blucher

“Construções em Alvenaria Estrutural: materiais, projeto e desempenho” objetiva apresentar os principais aspectos tecnológicos do sistema construtivo, voltados ao projeto, racionalização, compatibilização e desempenho da alvenaria estrutural, fundamentados nas normas brasileiras e estrangeiras.

O livro trata de temas correntes na alvenaria estrutural, como projeto, execução, controle, materiais, juntas de movimentação e dimensionamento, mas também de outros temas pouco explorados, como patologia, recuperação, reforço, danos acidentais, segurança ao fogo e sustentabilidade.

→ Informações: [www.blucher.com.br](http://www.blucher.com.br)



A revista CONCRETO & Construções presta-se à divulgação das obras do setor construtivo, sem qualquer endosso.

## consultoria e projetos estruturais



*viabilização de tráfego de cargas especiais*

*recuperação e reforço de edificações*



*adequação funcional de obras de arte*

*projetos de obras de arte*



*soluções de qualidade*

[www.engeti.eng.br](http://www.engeti.eng.br)

Avenida angélica, 1996, conj. 404 - Consolação, São Paulo - SP - CEP: 01228-200 Tel: (11) 3666.9289





## Seminário discute as soluções pré-fabricadas para edificações

Debater a maior inserção da pré-fabricação em edifícios altos no cenário brasileiro, reproduzindo experiências bem-sucedidas internacionais, foi o objetivo principal do Seminário “Soluções Industrializadas em Estruturas Pré-Fabricadas de Concreto para Edificações de Múltiplos Pavimentos”, promovido pela Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic) na Concrete Show South America, no dia 28 de agosto, no Centro de Exposições Imigrantes, em São Paulo. “Nosso objetivo foi levar conhecimento técnico e consolidar conceitos sobre o pré-fabricado para os profissionais do setor da construção”, afirmou Íria Doniak, presidente executiva da Abcic, na abertura do evento. Com o forte crescimento do setor construtivo brasileiro de 2004 a 2013, período em que a produção de cimento passou de 34 para 70 milhões de toneladas, impulsionado por programas de governo, como o Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) e MCMV, a pré-fabricação em concreto tem aumentado sua participação nas obras de infraestrutura e habitacionais do país. No entanto, no entender de um dos palestrantes



Prof. Kim Elliot em momento de sua palestra no Seminário

do evento, o Eng. Augusto Pedreira de Freitas, da Pedreira Engenharia e vice-presidente da Associação Brasileira de Engenha-

**GRACE**  
Talent | Technology | Trust™

ria e Consultoria Estrutural (Abece), para que os pré-fabricados não se constituam em experiências isoladas nos empreendimentos residenciais, será preciso repensar a forma de executar edifícios residenciais no país, de modo a fazer do pré-fabricado uma alternativa construtiva imbatível no prazo. Em sua palestra no evento, o Eng. Augusto fez esse desafio ao público presente, cerca de 200 participantes, entre profissionais de escritórios de arquitetura e engenharia, empresários do setor de pré-fabricação e de construtoras e pesquisadores de universidades.

Para o Eng. Jorge Batlouni Neto, diretor-superintendente da Tecnum Engenharia e Construções e coordenador do Comitê de Tecnologia e Qualidade do Sindicato da Construção em São Paulo (Sinduscon-SP), agora é o momento para as empresas aceitarem o desafio. Segundo ele, de 2004 a 2013, a produção no setor habitacional aumentou consideravelmente, mas não a produtividade. Para ilustrar sua afirmação, ele mostrou uma foto recente de uma concretagem de laje com o emprego de 19 funcionários. “Algo insustentável no futuro!”, exclamou. A resposta para isso e para o ganho de produtividade, será aumentar a industrialização da construção civil no país. Como diretrizes para a industrialização, o Eng. Batlouni citou: a padronização, modulação e repetição dos elementos estruturais de uma obra; o emprego intenso de equipamentos; o treinamento da mão de obra; e o planejamento e logística, com o fim da cultura da improvisação no canteiro de obras.

Tecnologia para edificações cada vez mais altas já existe. Em sua palestra no evento, o Prof. Kim Elliott, da Nottingham University, na Inglaterra, trouxe vários exemplos do emprego da pré-fabricação em concreto em edifícios

altos na Europa, como o próprio prédio do Serviço de Inteligência Britânico (EM-6), além de seu uso em edifícios com mais de 12 pavimentos, com ganhos nos prazos de execução, qualidade construtiva e com bons resultados estéticos. No que diz respeito à segurança estrutural, o Prof. Elliot apresentou variadas soluções usadas em seu país e no exterior para garantir a estabilidade das estruturas pré-fabricadas de concreto, focando especialmente as resistências às forças de cisalhamento, os elementos de ligação das peças pré-fabricadas e as medidas atualmente adotadas para evitar o colapso progressivo da edificação no caso de uma explosão acidental num andar superior, por exemplo.

Autor de diversas publicações na área de edificações pré-fabricadas de concreto, o Prof. Elliot participou de uma tarde de autógrafos na Ilha do Pré-Moldado, estande da Abcic e das empresas do setor na Concrete Show, de seu livro recém-lançado “*Multy Storey Precast Concrete Framed Structures*”, vendido no local.

Caso de sucesso de uma edificação pré-fabricada no país foi apresentado pelo Eng. Luís André Tomazoni, da Cassol Pré-Fabricados, que expôs alguns aspectos executivos da ampliação do Jaraguá Park Shopping, em Jaraguá do Sul, em Santa Catarina. Com 65m de altura e 17 pavimentos, toda a estrutura anexa foi executada com pré-fabricados, envolvendo um volume de 10 mil metros cúbicos de concreto, e levou nove meses para ser montada. Detalhe: devido às limitações de espaço e às configurações do projeto, a estabilidade da estrutura teve que ser alcançada sem um núcleo rígido que ancorasse as peças.

Outro desafio para o setor de pré-fabricado e que foi abordado durante o espaço aberto no Seminário da Abcic para os debates, foi



## Paixão por construir

### Inovação

A Holcim participa da obra da autoestrada **Arco Metropolitano**, no Rio de Janeiro, com o **Silimax** — um cimento especial, indicado para aplicações onde se necessita de um rigoroso controle de retração, com baixo calor de hidratação e excelente resistência a ambientes extremamente agressivos, bem como aos de elevada acidez.

Serão utilizadas 276 toneladas de Silimax no piso das 10 pontes metálicas, que vão interligar o Porto de Itaguaí ao COMPERJ - Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro.

Com a inovação do Silimax, nossa paixão por construir vai cada vez mais longe.



o da necessidade de se fazer uma equalização entre a tributação das estruturas pré-fabricadas de concreto e aquela incidente sobre o sistema construtivo convencional. A presidente da Abcic recordou que a associação, juntamente com outras entidades da área de construção, vem intensificando ações junto a órgãos públicos para mostrar a necessidade da adoção de uma tributação que não penalize os pré-fabricadores. “O SindusCon-SP, por exemplo, é uma das entidades que já levantou essa bandeira junto com a Abcic”, comentou Íria.

O Seminário contou ainda com uma apresentação técnico-científica do professor da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), Marcelo de Araújo Ferreira e de seu orientando de mestrado, Matheus Marquesi, sobre a investigação realizada por ambos no Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NETPRE) dos mecanismos resistentes à força cortante em lajes alveolares protendidas de concreto. A inovação do trabalho, recentemente defendido por Marquesi, foi explorar, além do parâmetro flexo-cortante (previsto na ABNT NBR 1461), a tração diagonal (previsto nas normas internacionais), e propor novos coeficientes de segurança.



Mesa de debates com os palestrantes Matheus Marquesi, Marcelo de Araújo Ferreira, Íria Doniak (mediadora), Kim Elliot, Jorge Batlouni e Augusto Pedreira de Freitas

Pelo trabalho realizado pelo NETPRE em prol do setor de pré-fabricados no Brasil, o Prof. Marcelo Araújo recebeu prêmio da Abcic no evento.



MASSA CINZENTA.  
TUDO SOBRE O MERCADO  
DA CONSTRUÇÃO CIVIL,  
AGORA NAS REDES SOCIAIS.



Curta, compartilhe, siga e acompanhe.



[cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta](http://cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta)



[cimentoitambe.com.br](http://cimentoitambe.com.br)



## Segunda Conferência Internacional de Barragens

O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal – LNEC vão promover a II Conferência Internacional de Barragens (Dam World 2015), em Lisboa, Portugal, de 21 a 24 de abril.

A Conferência vai discutir temas científicos e técnicos relacionados ao projeto, construção, operação e manutenção de barragens, congregando os engenheiros de barragens e as indústrias do setor.

Os cinco melhores trabalhos apresentados na II Conferência Internacional de Barragens serão publicados num capítulo especial do periódico “Dam Engineering Journal”.

Paralelamente, haverá eventos paralelos, como o Workshop para Jovens Profissionais e a Sessão Especial sobre “Concrete Face Rockfill Dams”.

➔ Informações: <http://dw2015.lnec.pt/>

## 14º Simpósio Brasileiro de Impermeabilização

Com promoção do Instituto Brasileiro de Impermeabilização (IBI), o 14º Simpósio Brasileiro de Impermeabilização vai acontecer de 15 a 17 de julho de 2015, no Espaço APAS, em São Paulo.

Os melhores trabalhos apresentados durante o simpósio receberão

os seguintes prêmios: 1º lugar – R\$ 7.000,00, 2º lugar – R\$ 5.000,00 e 3º lugar – R\$ 3.000,00. Também entrarão na premiação trabalhos nas categorias Menções Honrosas, Prêmio Especial e Trabalhos Acadêmicos (estudantes e professores), com a quantia de R\$ 2.000,00.

## 14º Congresso Internacional sobre Química do Cimento

O 14º Congresso Internacional sobre Química do Cimento será realizado de 13 a 16 de outubro de 2015, em Pequim, na China, tendo como tema o cimento de baixa emissão de carbono e

o desenvolvimento sustentável no setor. O prazo para submissão de trabalhos técnico-científicos vai até 28 de fevereiro de 2015.

➔ Informações: [www.iccc2015beijing.org](http://www.iccc2015beijing.org)



## Conheça as soluções MC para construção de paredes de concreto.

Aditivos Superplastificantes PCE | Desmoldantes para Fôrmas

É cada vez mais comum a utilização do método de **paredes de concreto** para construção de edifícios comerciais e residenciais. E quando o assunto é concreto, as necessidades são bem específicas: facilidade de aplicação, rapidez, e ótimo acabamento. A MC conta com os mais modernos aditivos superplastificantes base PCE da linha **MC-PowerFlow** que permitem formulações para concreto auto adensável, rápida desforma, e em conjunto com desmoldantes da linha **Ortolan**, proporcionam excelente acabamento superficial. Conheça mais sobre nossas soluções através do site: [www.mc-bauchemie.com.br](http://www.mc-bauchemie.com.br)

MC-Bauchemie - Innovation in building chemicals

Aditivos para Concreto | Produtos de Obra | Sistemas de Injeção | Impermeabilização e Proteção | Recuperação Estrutural | Pisos Industriais



## Congresso Internacional em Reabilitação de Construções

Com a finalidade de divulgar as melhores estratégias e tecnologias para o setor de reabilitação das construções, com a apresentação de casos práticos da Europa, América e África por especialistas reconhecidos internacionalmente, o Congresso Internacional em Reabilitação de Construções (Conpat 2015) vai ocorrer em Lisboa, Portugal, de 08 a 10 de setembro de 2015.

Promovido pela Alconpat (Associação de Patologia das Construções), o evento oferecerá também os seguintes cursos: Patologia das Construções; Reabilitação das Construções; Manutenção das Construções; Concepção, Projeto e Construção de Estruturas FRP; Concretos Especiais; e Controle Técnico da Qualidade da Construção.

→ Informações: [www.conpat2015.com](http://www.conpat2015.com)

## Conferência Internacional sobre Concreto Estrutural Sustentável

Fórum internacional para cientistas, engenheiros, companhias e construtoras discutirem os avanços, o conhecimento técnico, as pesquisas e inovações para o concreto sustentável sob diversas perspectivas, a Conferência Internacional sobre Concreto Estrutural Sustentável vai acontecer de 15 a 18 de setembro de 2015, na cidade de La Plata, na Argentina.

Promovida pela Associação Argentina de Tecnologia do Concreto (AATH), Associação Argentina do Concreto Estrutural (AAHES), Laboratório de Treinamento Multidisciplinar para a Investigação Tecnológica (LEMIT) e União dos Laboratórios e Especialistas em Materiais, Sistemas e Estruturas (RILEM).

→ Informações: [www.sustainconcrete2015.com.ar](http://www.sustainconcrete2015.com.ar)

## IABMAS 2016

8ª Conferência Internacional sobre Manutenção, Segurança e Gerenciamento de Pontes (IABMAS 2016) está recebendo resumos de trabalhos até 15 de março de 2015.

A Conferência será realizada em Foz do Iguaçu, no Brasil, de 26 a 30

de junho de 2016, sendo organizada pela Associação Internacional para Manutenção e Segurança de Pontes (IABMAS, na sigla em inglês), tendo o apoio da Universidade de São Paulo (USP).

→ Informações: [www.iabmas2016.org](http://www.iabmas2016.org)



### A experiência de quem saber fazer.

A Mega Concreto chega com uma equipe motivada e liderada por profissionais experientes que gostam de desafios. Não é a toa que muitas das histórias do concreto no Brasil foram escritas por eles e pelo visto escreverão muitas mais.

#### Nossa estrutura

- 120 m³/h de produção de concreto de qualidade.
- Produção e entregas informatizadas.
- Precisão e rapidez no atendimento.
- Estrutura eficiente de pós-venda.
- Soluções para obras de pequeno, médio e grande porte.
- Usinas de canteiro.

11 3616.2244 [www.megaconcreto.com.br](http://www.megaconcreto.com.br)





## Assembleia geral da ISO no Brasil

Este ano, pela primeira vez em sua história, o Brasil recebeu a Assembleia Geral da ISO, maior evento mundial na área da normalização técnica, que foi realizado durante a ISO Week in Brazil, no Rio de Janeiro, no período de 8 a 12 de setembro.

Mais de 120 países estiveram representados no evento, que reuniu cerca de 600 profissionais das mais variadas áreas de atuação. A participação brasileira foi expressiva, valendo registrar a presença da Diretora Técnica do IBRACON e Superintendente do Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT/CB-18), Eng<sup>a</sup> Inês Battagin.

Temas de grande relevância e interesse comum foram debatidos durante os cinco dias do evento, dos quais vale salientar:

- o fortalecimento das médias e pequenas empresas;
- a inclusão da normalização na formação profissional;
- os benefícios econômicos do uso das Normas Técnicas;
- a relação entre Normas e Leis;
- os caminhos para o desenvolvimento sustentável.

Ao setor de pequenos negócios, responsável no Brasil por cerca de 27% do PIB, foi dedicado um dia inteiro de trabalho durante a ISO Week in Brazil, com a apresentação de casos de sucesso pelo SEBRAE, a partir do uso das normas técnicas.



Brochura distribuída na ISO Week in Brazil com exemplos de sucesso empresarial de micro e pequenas empresas de diversos países



A Penetron Brasil oferece soluções diferenciadas para proteção e impermeabilização de estruturas de concreto.

[www.penetron.com.br](http://www.penetron.com.br)  
Tel (12) 3159-0090  
[info@penetron.com.br](mailto:info@penetron.com.br)

**PENETRON**  
TOTAL CONCRETE PROTECTION



Brochura que trata do ensino das normas técnicas nas escolas e traz exemplos de boas práticas para a colaboração entre Organismos Nacionais de Normalização e Universidades

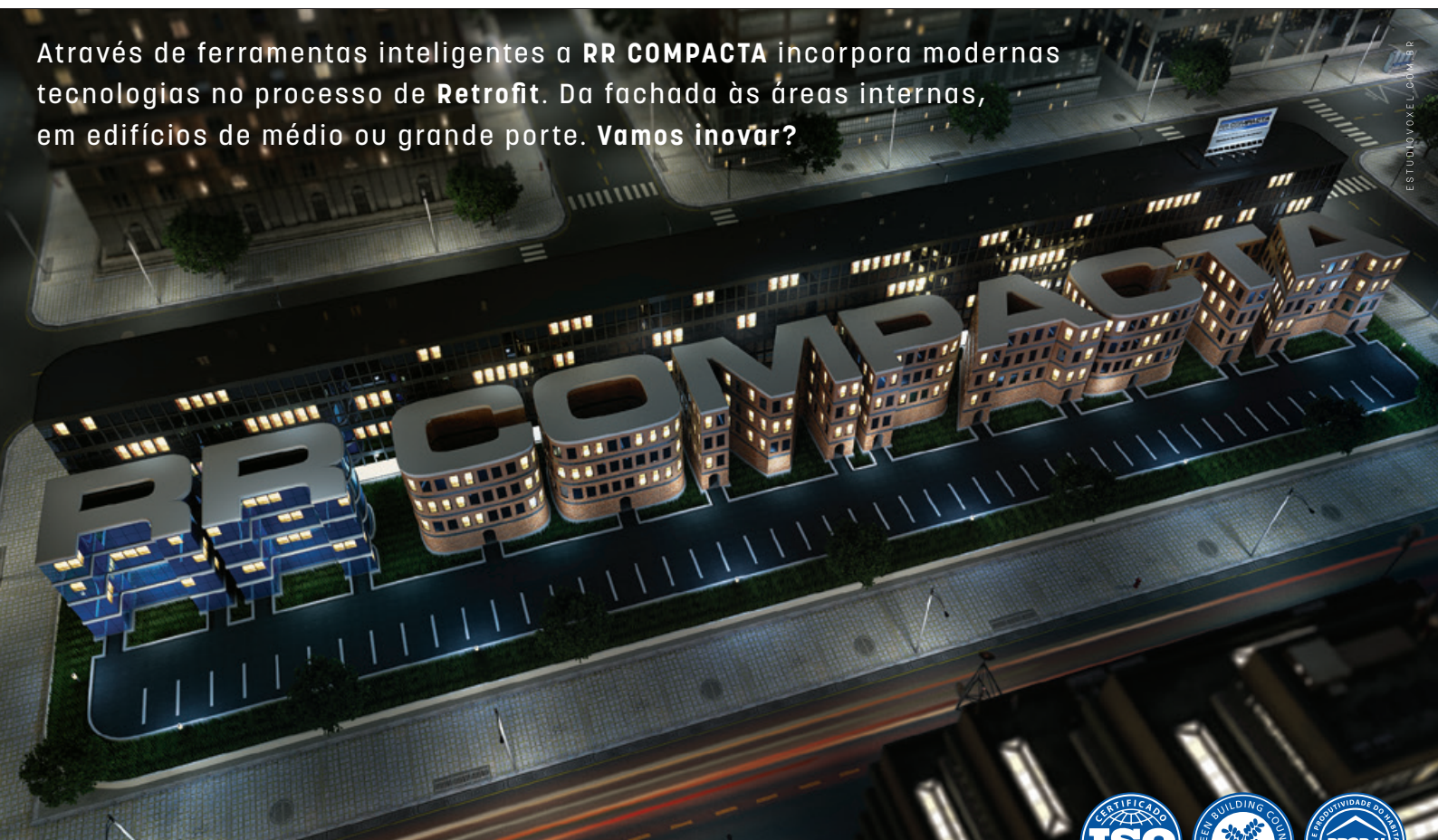


Tal é a importância desse segmento na economia global, que também o dia Internacional da Normalização, comemorado em 14 de outubro, foi este ano dedicado às MPEs, com o tema “Normas estabelecem condições de igualdade”.

Em sua 37ª edição, a Assembleia Geral da ISO possibilitou conhecer a realidade de países com as mais diferentes culturas, mas com desejos e necessidades que podem ser traduzidos na busca pelo crescimento sustentável, onde a geração de valor deve ser incentivada e preservada. A profícua troca de idéias e experiências, durante os cinco dias de realização do evento, tornou possível o estabelecimento de diretrizes para o fortalecimento da atividade de normalização técnica como valioso instrumento de popularização do conhecimento e de difusão das boas práticas, desmitificando antigos padrões, aproximando culturas e facilitando a comercialização de bens e serviços.

Foi incentivada a inclusão da normalização na formação profissional, de forma a gerar um círculo virtuoso, que premia o consenso sobre as melhores escolhas de cada sociedade com forte embasamento técnico.

Através de ferramentas inteligentes a **RR COMPACTA** incorpora modernas tecnologias no processo de **Retrofit**. Da fachada às áreas internas, em edifícios de médio ou grande porte. **Vamos inovar?**







# Antonio Carlos ZORZI

**A**ntonio Carlos Zorzi é formado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia São Paulo (FESP) e Mestre em Engenharia pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), na área da habitação.

Depois de atuar em empresas de tecnologia do concreto (Concremat), de edificação residencial (Edifix e Encol) e de consultoria de projetos (Hidroservice), ingressou na Cyrela em 1997, onde, em 2013, assumiu a Diretoria Corporativa de Engenharia, respondendo pelas obras da companhia em todo o país.

Em 2005, Zorzi foi agraciado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) com o prêmio “Argos Menna Barreto”,

dado ao profissional de destaque do ano em Engenharia de Construções.

Sem perder seu vínculo com a universidade, Zorzi foi professor de materiais de construção na FESP (1989-1991) e, desde 2000, é professor do curso “Tecnologia na Gestão de Construção de Edifícios”, na Escola Politécnica da USP.

Nesta entrevista, Antonio Zorzi fala de sua expectativa de crescimento do setor habitacional brasileiro para os próximos 20 anos, aponta as razões para o uso proeminente dos sistemas tradicionais no setor habitacional nacional e aborda a boa gestão da construção de edifícios, dentre outras questões.

**IBRACON – INICIALMENTE, PEDIRIA QUE VOCÊ NOS CONTASSE SOBRE SUA CARREIRA PROFISSIONAL, SOBRE AS DECISÕES, CIRCUNSTÂNCIAS E CAPACIDADES QUE O CONDUZIRAM AO POSTO OCUPADO HOJE NA CYRELA CONSTRUTORA.**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Iniciei na área de exatas, cursando agrimensura no Colégio Técnico de Jundiaí. Formei-me Engenheiro Civil, em 1981, na Faculdade de Engenharia São Paulo (FESP). Durante a faculdade, fui estagiário em engenharia civil do Agrupamento de Tecnologia do Concreto, do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), de 1978 até 1981.

Depois de formado, atuei em empresa de tecnologia do concreto (Concremat), de edificação habitacional (Edifix) e de consultoria de projetos (Hidroservice).

Em 1989, voltei a atuar no segmento de construção de edifícios pela Encol, empresa onde trabalhei por dois anos em obras na cidade de São Paulo e por seis anos na matriz, em Brasília, junto à equipe da diretoria técnica. No período em que estive na Encol, tive forte participação na pesquisa e no desenvolvimento técnico promovido pela empresa, desenvolvimento este que até hoje é considerado como sendo o maior legado positivo deixado pela construtora.

Em 1997, entrei na Cyrela Brazil Realty, empresa onde atuo até hoje. Ao longo dos meus dezessete anos de trabalho na Cyrela, o mercado brasileiro de edificações residenciais viveu um período de grande pujança, permitindo o crescimento da empresa e de seus principais colaboradores.

Na Cyrela, atuei em diversas funções. Iniciei como coordenador de obras. Depois, como gerente geral de obras. A seguir, passei a diretor de operações e, na sequência, a diretor de engenharia de São Paulo. Em 2010, acumulei, junto com São Paulo, a diretoria técnica do Rio de Janeiro e, desde 2013, sou o Diretor Corporativo de Engenharia.

Em 2002, obtive o título de Mestre em Engenharia pelo IPT, tendo defendido a dissertação “Fôrma com molde em madeira para estruturas de concreto armado:

recomendações para melhoria da qualidade e da produtividade, com redução de custos”

Em 2005, fui agraciado pelo IBRACON com o prêmio “Argos Menna Barreto”, como “Destaque do Ano em Engenharia de Construções”.

Ao longo de minha carreira, nunca estive afastado do lado acadêmico. Fui professor da cadeira de Materiais de Construção da FESP por três anos (1989 a 1991) e, desde o ano 2000, sou um dos professores do curso “Tecnologia na Gestão de Construção de Edifícios” da Escola Politécnica da USP. Também fui professor de cursos de especialização promovidos pelo IBRACON. Sou constantemente convidado a participar como palestrante de eventos técnicos de engenharia.

**IBRACON – QUAL É, ATUALMENTE, O FATURAMENTO BRUTO, A QUANTIDADE DE EDIFICAÇÕES EM SEU PORTFÓLIO E DE METROS QUADRADOS CONSTRUÍDOS DA CYRELA CONSTRUTORA? ATUALMENTE, QUAL É A PARTICIPAÇÃO DOS SEGMENTOS DE ALTO, MÉDIO E BAIXO PADRÃO NA RECEITA DA EMPRESA? QUANTAS OBRAS SÃO ENTREGUES, EM MÉDIA, PELA EMPRESA POR ANO?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – A Cyrela teve uma receita bruta anual de R\$ 5,8 bilhões em 2012 e R\$ 5,5 bilhões em 2013. Em junho de 2014, possuíamos 182 canteiros de obra ativos espalhados pelo Brasil, sendo que lançamos 2.670.305 m<sup>2</sup> ao longo de 2013.

No acumulado dos seis primeiros meses de 2014, a receita bruta dos projetos de alto padrão representou 69% versus 31% dos produtos econômicos.

Em 2012, entregamos 24 mil unidades e, em 2013, foram entregues 25 mil unidades.

**IBRACON – A QUE FATORES VOCÊ ATRIBUI O CRESCIMENTO DA CYRELA NOS ÚLTIMOS ANOS?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – A Cyrela tem uma plataforma de

“ NO PERÍODO EM QUE ESTIVE NA ENCOL, TIVE FORTE PARTICIPAÇÃO NA PESQUISA E NO DESENVOLVIMENTO TÉCNICO PROMOVIDO PELA EMPRESA, DESENVOLVIMENTO ESTE QUE ATÉ HOJE É CONSIDERADO COMO SENDO O MAIOR LEGADO POSITIVO DEIXADO PELA CONSTRUTORA ”



“ COMO O BRASIL VIVE O BÔNUS DEMOGRÁFICO E O DÉFICIT HABITACIONAL É ENORME, OS FUNDAMENTOS ECONÔMICOS NOS LEVAM A UMA PERSPECTIVA MUITO FAVORÁVEL NOS PRÓXIMOS 20 A 25 ANOS ”

negócios que permite à empresa aproveitar as mais diversas oportunidades do setor imobiliário, seja nos segmentos de baixa renda (Minha Casa, Minha Vida), seja nos produtos de altíssimo padrão. Assim, conseguimos ter um portfólio amplo e não estamos expostos a somente um segmento.

**IBRACON – POR QUE OS MEGAEMPRESARIADOS IMOBILIÁRIOS SÃO CADA VEZ MAIS COMUNS NO PAÍS? ESTA TENDÊNCIA DEVE CONTINUAR? QUAL SUA PERSPECTIVA PARA O CRESCIMENTO DO SETOR IMOBILIÁRIO PARA OS PRÓXIMOS ANOS? DE QUE FORMA O CENÁRIO ECONÔMICO PODERÁ OU NÃO FAVORECER O SETOR?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Megaempreendimentos não acontecem a todo o momento, até porque o mercado não absorve uma grande demanda desse produto, além de cada terreno comportar um tipo específico de produto.

Estes, assim como produtos exclusivos e diferenciados de menor porte, acontecerão na medida em que o mercado tiver a capacidade de consumi-los. Não se trata de tendência, mas de oportunidades.

O setor imobiliário é muito ligado ao desempenho da economia, é sensível ao nível de confiança das pessoas, além da taxa de desemprego. O crescimento do setor vai depender de políticas direcionadas e da confiança das pessoas em acreditar que manterão seus empregos nos anos seguintes. Como o Brasil vive o bônus demográfico e o déficit habitacional é enorme, os fundamentos econômicos nos levam a uma perspectiva muito favorável nos próximos 20 a 25 anos. Entretanto, isso não significa que não teremos “ciclicidades” ao longo do tempo.

**IBRACON – QUAIS OS PRINCIPAIS SISTEMAS CONSTRUTIVOS UTILIZADOS PELA CONSTRUTORA**

FOTO DIVULGAÇÃO DE OBRAS DA CYRELA



Empreendimento Menara by Cyrela, no Morumbi, em São Paulo

“ NAS NOSSAS EDIFICAÇÕES EMPREGAMOS, BASICAMENTE, SISTEMAS CONSTRUTIVOS TRADICIONAIS DO MERCADO, COMO ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO COM ALVENARIA DE VEDAÇÃO E ALVENARIA ESTRUTURAL, AMBOS COM ALTO GRAU DE RACIONALIZAÇÃO ”

**PARA AS SUAS CONSTRUÇÕES RESIDENCIAIS DE ALTO E MÉDIO PADRÃO? QUAIS OS SISTEMAS CONSTRUTIVOS MAIS UTILIZADOS PELA CONSTRUTORA NOS SEGMENTOS DE HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL E HABITAÇÃO DE MERCADO POPULAR? COMO ESSAS TECNOLOGIAS TÊM MELHORADO A QUALIDADE E A PRODUTIVIDADE DAS SUAS CONSTRUÇÕES?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Nas nossas edificações empregamos, basicamente, sistemas construtivos tradicionais do mercado, como estrutura de concreto armado com alvenaria de vedação e alvenaria estrutural, ambos com alto grau de racionalização. Em obras de médio e alto padrão, devido às próprias características desses empreendimentos (edifícios altos e necessidade de permitir alguma personalização por parte do proprietário), predomina o uso de estrutura de concreto armado com alvenaria de vedação. Em obras do segmento econômico e de habitação de interesse social, predominam o uso de alvenaria estrutural e as estruturas de paredes de concreto armado produzidas com emprego de fôrmas de alumínio.

Em todos os sistemas citados, houve muito investimento na racionalização dos processos construtivos. Como exemplo, podemos citar a boa qualidade e a alta produtividade da mão de obra nas estruturas de concreto armado com alvenaria de vedação produzidas pela Cyrela, resultados de investimentos no projeto estrutural (construtibilidade), no projeto e na fabricação da fôrma de madeira, na definição do sistema de cimbramento, na padronização do processo de produção e, obviamente, no desenvolvimento e treinamento da mão de obra. Ainda neste processo construtivo, outros exemplos que podem ser citados são a adoção de coordenação modular (horizontal e vertical) nos projetos, a implementação contínua de projetos para produção (fôrma de madeira, vedação, contrapiso, fachada, instalações e impermeabilização), a total desvinculação das alvenarias

das instalações hidráulicas, as soluções racionalizadas das instalações elétricas, dentre outros.

Um dos muitos segredos para se obter resultados expressivos no processo construtivo de uma construtora é que este processo tenha atividades e procedimentos de execução que permitam que os serviços sejam executados na seqüência certa, sem pendências da atividade anterior, com independência da atividade subsequente e com total terminalidade, sem ou com a mínima geração de resíduos e que tais serviços não necessitem ser retrabalhados no futuro. Conseguindo-se isto, certamente se obtém qualidade com redução de custos.

Todas essas ações contribuem para qualidade e produtividade das construções. Na Cyrela, todo esse processo é avaliado constantemente através de retroalimentações em nosso sistema de gestão e tomadas de ações para a melhoria contínua dos resultados.

**IBRACON – QUAL É O FUTURO DO SETOR EM TERMOS DE TECNOLOGIAS CONSTRUTIVAS? VOCÊ VÊ UMA PARTICIPAÇÃO CADA VEZ MAIOR DA INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO NO SETOR DE EDIFICAÇÕES NO PAÍS? QUAIS OS ENTRAVES PARA UMA MAIOR INDUSTRIALIZAÇÃO DOS CANTEIROS DE OBRA NO SETOR IMOBILIÁRIO? A QUESTÃO TRIBUTÁRIA É UM DELES? A QUE OUTROS ASPECTOS VOCÊ ATRIBUIRIA UM MENOR DESENVOLVIMENTO DA INDUSTRIALIZAÇÃO NO BRASIL EM RELAÇÃO AOS ESTADOS UNIDOS E PAÍSES EUROPEUS, CONSIDERANDO QUE A PALAVRA DE ORDEM PARA O SETOR É O AUMENTO DA PRODUTIVIDADE?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Discute-se muito sobre o artesanato excessivo nos canteiros de obras no Brasil e a urgência da industrialização, com aumento da produtividade, nestes canteiros. Sem dúvida, a industrialização é necessária (costumo dizer que é caminho sem volta) e estará cada vez mais presente nas obras.





Exemplo de processo construtivo “artesanal” presente nos canteiros de obras das construtoras brasileiras

Entendo que, atualmente na Europa e nos Estados Unidos, a industrialização na construção de edifícios é mais presente, comparada ao Brasil, por alguns fatores. Destaco a menor disponibilidade de mão de obra (resultando num maior custo desta mão de obra e, assim, a necessidade premente de aumento da produtividade) e os fornecedores de materiais, sistemas construtivos e equipamentos estruturados para a utilização em maior grau de processos industrializados nos canteiros de obras.

No Brasil, temos maior disponibilidade e menor custo da mão de obra, o que faz com que alguns processos construtivos sejam “artesanais”, com desempenho técnico consolidado e, por isso, ainda são economicamente mais viáveis frente aos sistemas com maior índice de industrialização.

Também necessitamos evoluir na indústria de sistemas

construtivos, de materiais e de equipamentos para melhor suportar o incremento da industrialização nos canteiros de obra.

Nos últimos anos, a mão de obra da construção civil do setor imobiliário vem recebendo aumentos salariais superiores aos índices de inflação, aumentando sua influência no custo do negócio e gerando a necessidade das construtoras estarem cada vez mais atentas aos processos industrializados. Em alguns empreendimentos, já conseguimos aumentar o uso de sistemas industrializados, a exemplo do emprego de estruturas de concreto pré-moldadas.

Uma coisa é fato: a velocidade do incremento da industrialização nos canteiros de obras está diretamente associada à viabilidade econômica frente aos sistemas tradicionais utilizados pelas construtoras, sempre considerando, para os sistemas em análise, adicionalmente ao

“ NO BRASIL, TEMOS MAIOR DISPONIBILIDADE E MENOR CUSTO DA MÃO DE OBRA, O QUE FAZ COM QUE ALGUNS PROCESSOS CONSTRUTIVOS SEJAM ‘ARTESANAIS’, COM DESEMPENHO TÉCNICO CONSOLIDADO E ECONOMICAMENTE VIÁVEIS ”



FOTO DIVULGAÇÃO DE OBRAS DA CYRELA

Empreendimento  
Thera Faria Lima,  
em São Paulo

custo direto, seu desempenho técnico, sua influência no prazo de execução e sua influência na geração de resíduos.

**IBRACON – COM A EVOLUÇÃO CONSTRUTIVA ATUAL DAS EDIFICAÇÕES, PARA ONDE DEVE IR A SOLUÇÃO EXECUTIVA DAS GRANDES EDIFICAÇÕES NO FUTURO?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Acredito que as estruturas em concreto armado e/ou protendido, moldadas no local ou pré-moldadas, ainda predominarão por muito tempo como principal solução construtiva para as edificações. O material concreto, que tem apresentado contínua evolução ao longo do tempo (concretos de alta resistência, concretos autoadensáveis, uso de cimentos e de adições especiais), deve continuar neste processo. As estruturas metálicas que, destaque-se, também utilizam

muito concreto armado, têm potencial de aumentar sua participação no mercado de construções verticais.

**IBRACON – AS NORMAS ESTRUTURAIS ESTÃO PERIODICAMENTE SENDO REVISADAS. A PRINCIPAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO (NBR 6118) TEVE SUA REVISÃO AGORA EM 2014. OUTRAS NORMAS TAMBÉM TIVERAM REVISÃO RECENTE, COMO A DE FUNDAÇÕES E A DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO. NESSAS CONDIÇÕES, OS PROJETISTAS ESTRUTURAIS TÊM QUE ESTAR SEMPRE ATUALIZADOS. QUAIS CRITÉRIOS A CYRELA UTILIZA PARA CONTRATAR PROJETISTAS ESTRUTURAIS?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Não apenas para o projeto estrutural, mas também para todas as demais modalidades de projetos,

“ CERTAMENTE, TEMOS LIMITES ORÇAMENTÁRIOS E A NEGOCIAÇÃO COMERCIAL TAMBÉM FAZ PARTE DA CONTRATAÇÃO, MAS CONSIDERAMOS A QUALIDADE DOS PROJETOS COMO UM INVESTIMENTO ”



“ CONCORDO PLENAMENTE COM A AFIRMAÇÃO DE QUE PROJETOS MAL COMPATIBILIZADOS GERAM RETRABALHO E GRANDES DESPERDÍCIOS DE MATERIAIS, DE TEMPO E DE DINHEIRO ”

a Cyrela não faz concorrência para definir a contratação, normalmente temos parcerias consolidadas. Essas parcerias necessariamente envolvem empresas de projeto de primeira linha, compostas por técnicos experientes, atualizados com as normas técnicas vigentes, e bem equipadas. Também é considerado o histórico do atendimento de projetos anteriores, como qualidade dos projetos entregues, atendimento a prazo, qualidade do atendimento durante a elaboração do projeto e durante a execução da obra, solução técnica apresentada, indicadores de desempenho, interação com as demais modalidades de projetos, dentre outros. Certamente, temos limites orçamentários e a negociação comercial também faz parte da contratação, mas consideramos a qualidade dos projetos como um investimento.

#### **IBRACON – A CYRELA COSTUMA CONTRATAR A AVALIAÇÃO TÉCNICA DO PROJETO ESTRUTURAL?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Em algumas cidades, por exemplo o Rio de Janeiro, por uma tradição do mercado local, para todos os projetos estruturais é contratada a avaliação da conformidade do projeto por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, sendo que esta avaliação ocorre simultaneamente ao desenvolvimento do projeto estrutural (condição fundamental para se obter a totalidade do potencial de retorno da avaliação técnica). Em outras cidades, como São Paulo, a contratação da avaliação técnica por profissional habilitado é feita pontualmente, e não sistematicamente, sendo definida em função das características do empreendimento, da necessidade da Cyrela em constantemente avaliar as soluções do projetista parceiro e da potencialidade de melhoria do lançamento estrutural com as sugestões de um profissional habilitado e que não o próprio projetista. Para os novos projetos, estamos nos direcionando para atender a NBR 6118 da ABNT em sua revisão publicada em abril de 2014. O balizador das diretrizes para a Cyrela será o

documento “Recomendações Para a Atividade de Avaliação Técnica de Projetos de Estruturas de Concreto”, recentemente publicado pela ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural).

#### **IBRACON – UM PROBLEMA TÍPICO NOS CANTEIROS DE OBRAS NO PAÍS É O DA INCOMPATIBILIZAÇÃO DE PROJETOS, POR FALTA DE UMA VISÃO GERAL E INTEGRADA DO EMPREENDIMENTO POR PARTE DE ARQUITETOS, PROJETISTAS E TÉCNICOS, O QUE GERA DESPERDÍCIOS DE MATERIAIS, DE TEMPO E DE DINHEIRO. COMO A EMPRESA TEM LIDADO COM O PROBLEMA? VOCÊ ACREDITA QUE, DE FORMA GERAL, SE OS PROJETOS FOSSEM ESTUDADOS E DETALHADOS EM MAIOR PRAZO HAVERIA MENOR OCORRÊNCIA DE PROBLEMAS OU NÃO CONFORMIDADES? O GERENCIAMENTO DE PROJETOS TEM ALCANÇADO OS OBJETIVOS DE QUALIDADE OU APENAS DE PRAZOS?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Concordo plenamente com a afirmação de que projetos mal compatibilizados geram retrabalho e grandes desperdícios de materiais, de tempo e de dinheiro. Como falei, projetos são investimentos e, assim sendo, devem apresentar as melhores soluções técnicas, adequadas ao processo construtivo da construtora e estarem devidamente compatibilizadas com as demais modalidades de projetos envolvidas. Uma boa compatibilização entre projetos necessariamente envolve profissionais habilitados para executá-la. O mercado dispõe de empresas especializadas em coordenação de projetos, opção muito utilizada pelos Incorporadores. Outra opção é o das empresas incorporadoras utilizarem equipe própria para tal finalidade. Na Cyrela, encontramos as duas opções. Em cidades onde temos maior volume de projetos (como São Paulo, Rio de Janeiro, Porto Alegre, Curitiba), utilizamos equipes próprias na coordenação. Essas equipes internas são compostas por profissionais (arquitetos e engenheiros) com experiência

em coordenação e, muitos deles, com experiência anterior em canteiros de obras.

Além de investir na contratação de empresas de projetos com alto padrão de qualidade no mercado e de possuir equipe, própria ou externa, para executar a coordenação dos projetos, adicionalmente também contratamos projetos complementares, que chamamos de projetos de produção (a exemplo de fôrma de madeira, vedações, contrapiso, fachada, instalações e impermeabilização). Isso porque efetivamente acreditamos que projetos estudados e detalhados em maior profundidade efetivamente eliminam e/ou minimizam problemas durante a execução e otimizam o custo de construção.

Também contamos com profissionais próprios especializados em instalações elétricas e hidráulicas, e que nos apoiam tanto em projetos como na execução dos serviços.

Sim, consideramos que estamos em processo evolutivo e cada vez mais conseguindo melhorar a qualidade e o prazo de nossos projetos, fruto de nossos investimentos nesta área e, ainda, do aprendizado e da tomada de ação com os erros cometidos.

## **IBRACON – AS CONSTRUTORAS ESTÃO, EM MAIOR OU MENOR GRAU, IMPLANTANDO A COMPLEXA TECNOLOGIA DO BIM EM SUA ÁREA DE PROJETOS. COMO A CYRELA TEM LIDADO COM O PROCESSO DE IMPLANTAÇÃO DO BIM?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Do mesmo modo que, na época de sua implementação pelas empresas de projetos, o AUTOCAD veio para ficar, deixando para trás o sistema que era utilizado na confecção dos projetos (prancheta, régua “T”, normógrafo, etc), entendemos que o BIM é o software que veio para ser a nova ferramenta de projetos.

O BIM vem sendo, gradualmente, implementado no Brasil, tanto pelas empresas de projetos como pelas construtoras, existindo cada vez mais recursos, bibliotecas, projetistas e construtores preparando-se para sua utilização, mas entendo

que ainda estamos na fase de amadurecimento para seu pleno uso e pleno retorno de seu potencial.

É uma ferramenta moderna, com muitas possibilidades de fazer-nos enxergar coisas que hoje não conseguimos.

Na Cyrela, apesar de ainda não possuímos projetos plenamente desenvolvidos na ferramenta BIM, já realizamos algumas inserções na área, e estamos em estudo com projetistas parceiros para o desenvolvimento de um projeto piloto.

## **IBRACON – POR QUE, NA SUA OPINIÃO, NÃO É COMUM EM CANTEIROS DE OBRAS A PRESENÇA DE UM ESPECIALISTA EM CONCRETO?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Ao longo da minha carreira profissional trabalhei, além de obras prediais residenciais, em diversos outros tipos de obras, como pontes rodoviárias, portos e usinas hidrelétricas. Nestes tipos especiais de obras, sim, é comum a presença de tecnólogo de concreto, tanto durante a elaboração dos projetos e suas especificações técnicas como durante o acompanhamento da execução das estruturas de concreto.

Nas obras prediais residenciais normais (que não apresentam nenhuma especificidade estrutural) e em locais onde os materiais constituintes do concreto sejam conhecidos e com desempenho consolidado, realmente não é comum a presença de especialista em tecnologia do concreto. Entendo que, para essas obras “normais”, as normas NBR 6118 e NBR 12655 da ABNT contêm diretrizes que permitem, tanto para o projetista estrutural como para o construtor, caracterizar a classe de agressividade ambiental e especificar o material concreto (nos quesitos de classe de resistência, relação água-cimento máxima e consumo mínimo de cimento), sem obrigatoriamente envolver o tecnólogo.

Caso o escritório de projeto estrutural e/ou o construtor não tenham em suas equipes engenheiros capacitados e com conhecimento mínimo para entender e utilizar as diretrizes das normas citadas, a consultoria de profissional

“ ACREDITAMOS QUE PROJETOS ESTUDADOS E DETALHADOS EM MAIOR PROFUNDIDADE EFETIVAMENTE ELIMINAM E/OU MINIMIZAM PROBLEMAS DURANTE A EXECUÇÃO E OTIMIZAM O CUSTO DE CONSTRUÇÃO ”



“ DO MESMO MODO QUE, NA ÉPOCA DE SUA IMPLEMENTAÇÃO PELAS EMPRESAS DE PROJETOS, O AUTOCAD VEIO PARA FICAR, DEIXANDO PARA TRÁS O SISTEMA QUE ERA UTILIZADO NA CONFECÇÃO DE PROJETOS, ENTENDEMOS QUE O BIM É O SOFTWARE QUE VEIO PARA SER A NOVA FERRAMENTA DE PROJETOS ”

especialista em tecnologia do concreto é necessária e recomendada.

Na Cyrela, temos grande preocupação com a especificação, compra, aplicação e controle do concreto e mantemos um departamento técnico que cuida, entre outras atividades, desse assunto. Possuímos procedimentos e sistemas informatizados para todo controle tecnológico do concreto. Além disso, esse é o principal tema abordado pela Cyrela

nos treinamentos e programas de capacitação técnica para os engenheiros.

### **IBRACON – NA SUA VISÃO, COMO A NORMA DE DESEMPENHO TEM IMPACTADO O SETOR DE EDIFICAÇÕES?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – A norma de desempenho já é pauta de estudo da Engenharia da Cyrela há aproximadamente dez

FOTO DIVULGAÇÃO DE OBRAS DA CYRELA



Empreendimento Çiragan, nos Jardins, em São Paulo



FOTO DIVULGAÇÃO DE OBRAS DA CYRELA

Engenheiros analisam projeto de obra da Cyrela

anos, inclusive com a participação de profissionais de diversas áreas da empresa (Projetos, Assistência Técnica, Qualidade e Desenvolvimento Tecnológico) nas discussões dos textos técnicos que ocorreram na fase de elaboração da norma. Essa norma é um marco na construção, pois, além de referendar/adotar mais de 200 normas técnicas e legislações já vigentes, apresenta requisitos novos de desempenho acústico e térmico, por exemplo.

**IBRACON – QUAIS AS INICIATIVAS DA CONSTRUTORA NO CAMPO DA SUSTENTABILIDADE? DE QUE FORMA A EMPRESA DESCARTA OS RESÍDUOS DE SUAS CONSTRUÇÕES?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Temos implementado diversas ações no campo da sustentabilidade, tanto no processo construtivo como no produto entregue.

No que tange ao processo construtivo, existem ações que já adotamos há muitos anos, algumas por iniciativa da empresa e outras em virtude de legislações específicas, federais, estaduais e municipais.

Como exemplo de legislação federal, nossas obras cumprem as exigências da CONAMA 307, assumindo o compromisso de destinar todos os resíduos adequadamente. Essas exigências reforçam nossas ações de atuar em todo processo produtivo, projetando, executando e controlando sistemas construtivos que geram menos resíduos, eliminam o retrabalho e reduzem perdas e desperdícios.

A maioria dos nossos resíduos é destinada, onde as cidades estão estruturadas para tanto, para áreas de transbordo e triagem, permitindo um reaproveitamento ou reciclagem. Temos também em desenvolvimento uma

“ AS EXIGÊNCIAS [LEGAIS] REFORÇAM NOSSAS AÇÕES DE ATUAR EM TODO PROCESSO PRODUTIVO, PROJETANDO, EXECUTANDO E CONTROLANDO SISTEMAS CONSTRUTIVOS QUE GERAM MENOS RESÍDUOS, ELIMINAM O RETRABALHO E REDUZEM PERDAS E DESPÉRDÍCIOS ”



“ EM FUNÇÃO DAS RETROALIMENTAÇÕES DA ASSISTÊNCIA TÉCNICA MENSALMENTE, QUESTIONAMOS CONCEITOS DE PRODUTO, SOLUÇÕES TÉCNICAS DE PROJETOS, PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS E MATERIAIS UTILIZADOS ”

ação para a reciclagem de resíduos “classe A” nos nossos canteiros, principalmente concreto e argamassa.

No produto entregue, temos adotado, em parte ou no todo, em função do tipo de empreendimento, diversas soluções de sustentabilidade. Como exemplos podemos citar: medição individualizada de água e de gás, maior número de circuitos elétricos, sensores de presença, pontos para recarga elétrica de automóveis, sistema de aquecimento solar, dispositivos economizadores de água, reuso de águas pluviais, irrigação automática, infraestrutura para coleta seletiva de lixo, telhado verde, pavimentos permeáveis, entre outros.

Também temos empreendimentos residenciais com certificação AQUA e empreendimentos comerciais de lajes corporativas com certificação LEED.

### **IBRACON – COMO A CYRELA LIDA COM O PÓS-OBRA? QUE TIPO DE ASSISTÊNCIA TÉCNICA É DADA AO CLIENTE?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Já presenciei empresas onde a área de assistência técnica é vista exclusivamente como uma área de problemas. Na Cyrela, procuramos ver a assistência técnica como uma área de oportunidades.

Oportunidade de fidelizar o cliente com a nossa marca, ao atuarmos prontamente na correção de falhas e demonstrando reconhecimento pelo erro cometido e nossa preocupação e responsabilidade com o produto entregue. Oportunidade de mantermos uma relação saudável com os condôminos de nossos empreendimentos, oportunidade de entender melhor as necessidades e expectativas dos clientes, oportunidade de retroalimentar a Cyrela a fazer cada vez melhor, aprendendo com os erros cometidos e gerando ações para evitar ou minimizar o risco de que esses voltem a ocorrer em outros empreendimentos, oportunidade de detectarmos necessidades de treinamentos das equipes de engenharia para melhoria de desempenho, dentre outras.

Em função das retroalimentações da Assistência Técnica mensalmente, questionamos conceitos de produto,

soluções técnicas de projetos, procedimentos executivos e materiais utilizados.

Para mantermos o departamento funcionando, temos uma estrutura que, basicamente, é composta por um gerente administrativo (respondendo diretamente ao diretor técnico da regional), coordenadores, engenheiros assistentes, encarregados e equipes de operários, todos treinados para atuar em áreas habitadas e muitos deles com capacidade de realizar serviços de diferentes especialidades (pedreiro, pintor, encanador, etc). Para os atendimentos também contamos, quando é o caso, com a participação das empresas especializadas que realizaram o serviço durante a fase de construção.

Em 2013, implantamos um novo sistema de tecnologia de informação que permite o acompanhamento remoto de todas as ocorrências e o monitoramento mensal de uma série de indicadores fundamentais para uma boa gestão. Dentre esses indicadores, podemos citar os que medem o prazo de atendimento (de unidades privativas e de áreas comuns) e os resultantes da pesquisa de satisfação realizada junto aos clientes dos atendimentos concluídos, pesquisa esta que é feita por empresa especializada externa à Cyrela, possibilitando acompanhar de perto a qualidade dos serviços prestados pela assistência técnica.

Em todo o Brasil, temos hoje 60.500 unidades em garantia e que são atendidas diretamente por equipes da Cyrela e da Living.

### **IBRACON – O QUE VOCÊ GOSTA DE FAZER EM SUAS HORAS DE LAZER?**

**ANTONIO CARLOS ZORZI** – Gosto de praticar esportes. Semanalmente corro, jogo tênis e treino com *personal*. Também aprecio leitura, sempre tenho um livro me acompanhando.

Nas férias, a prioridade é viajar com a família. Bons restaurantes e bons vinhos são igualmente bem-vindos. ●



**56º** IBRACON  
**Congresso Brasileiro Concreto**  
NATAL-RN 2014



Presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt, dá boas-vindas aos congressistas na cerimônia que contou com as presenças do diretor de eventos do IBRACON, Eng. Luiz Prado, vice-reitor da USP, Prof. Vahan Agopyan, presidente do CREA-RN, Eng. José Augusto de Freitas Rego, vice-presidente do CBDB, Eng. Fábio de Gennaro Castro, e diretor regional do IBRACON, Hênio Tinoco (dir. p/esq.)

# 56º CBC reúne os usuários de concreto em torno de suas pesquisas e práticas

**M**ais de 1200 importantes congressistas reuniram-se na cidade de Natal, no Centro de Convenções, para trocar experiências, aprender e debater sobre a tecnologia do concreto e seus sistemas cons-

trutivos no 56º Congresso Brasileiro do Concreto, que aconteceu de 07 a 10 de outubro.

Consagrado como o fórum nacional de debates científicos sobre o concreto, o evento é realizado anualmente pelo Insti-





Congressistas debatem com o público os trabalhos técnico-científicos apresentados, sob mediação do Prof. Oswaldo Cascudo (UFG)



Pesquisador renomado apresenta seu trabalho para congressistas numa das sessões pôsteres do evento

tuto Brasileiro do Concreto (IBRACON), entidade com 42 anos de serviços prestados ao setor construtivo brasileiro, com a missão de divulgar as pesquisas científicas e tecnológicas sobre o concreto e a correta informação sobre sua melhor aplicação, uso e manutenção.

“O IBRACON tem a missão de trazer informações de todos os níveis, inclusive aquelas com tratamento matemático mais sofisticado. O compromisso do Instituto é dar acesso às técnicas mais avançadas no mundo aos profissionais do setor construtivo brasileiro, sem, com isso, relegar os problemas práticos do cotidiano desses profissionais”, esclareceu o presidente do IBRACON, Prof. Túlio Nogueira Bittencourt, durante o 56º CBC.

Na 56ª edição do evento, foram apresentados 486 trabalhos científicos de profissionais, pesquisadores de universidades, institutos e centros de inovação de empresas e instituições, em sessões orais e pôsteres, sobre os temas “gestão e normalização”, “materiais e propriedades”, “projetos de estrutura”, “métodos construtivos”, “análise estrutural”, “materiais e produtos específicos”, “sistemas construtivos específicos” e “sustentabilidade”. Esses trabalhos foram apreciados e aprovados pela Comissão Científica do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 69 profissionais de destaque e atuantes nos variados segmentos da cadeia produtiva do concreto. Dos 486 trabalhos, 24 foram apresentados no IV Simpósio de Infraestrutura Metroviária, Ferroviária e Rodoviária, organizado conjuntamente pelo IBRACON e pela Associação Internacional para Manutenção e Segurança de Pontes (IABMAS, em inglês).

As empresas do setor tiveram a oportunidade de estreitar relacionamentos e divulgar seus produtos e serviços na 10ª Feira Brasileira das Construções em Concreto - FEIBRACON e no Seminário de Novas Tecnologias. A T&A Pré-

-Fabricados exibiu na 10ª FEIBRACON parte do pilar treliçado usado na estrutura do Estaleiro Enseada do Paraguaçu, obra executada pelo consórcio liderado pela Odebrecht e OAS, na Bahia. Palestra sobre o Estaleiro foi proferida pelo homenageado como engenheiro destaque do ano na região do evento e projetista da obra, Eng. George Maranhão, no Seminário de Novas Tecnologias.

Entre as novidades trazidas pelas empresas, a Viapol (Euclid) apresentou os produtos que vem disponibilizando para o mercado construtivo, como as macrofibras sintéticas estruturais, os concretos decorativos e o revestimento de alto desempenho ultra-higiênico, produto voltado para hospitais e restaurantes por combater bactérias e outros micro-organismos.

A Gerdaul trouxe suas soluções executivas denominadas ligações mistas, perfis metálicos que trabalham em conjunto com o concreto, facilitando a execução da obra, por não necessitarem de escoramento, sendo diretamente apoiadas



Parte do pilar treliçado usado na estrutura do Estaleiro Enseada do Paraguaçu apresentado pela T&A Pré-Fabricados no evento



**56** IBRACON  
Congresso Brasileiro de Concreto  
NATAL-RN 2014



Profissional da Lenton apresenta aos visitantes da X FEIBRACON os produtos da empresa para o mercado brasileiro da construção

nas lajes, e melhorando o desempenho da estrutura, por aproveitar o melhor das características mecânicas dos dois materiais. “O tema gerou interesse e questionamentos qualificados, referentes ao comportamento dinâmico, segurança contra incêndio, viabilidade econômica e durabilidade dessas ligações mistas”, destacou o engenheiro da Gerdau Aços Longos, Eng. Djaniró Álvaro de Souza.

A Engeti, empresa de projetos de estruturas de pontes e viadutos, abordou o Sistema ABC (Construção Acelerada de Pontes), nova metodologia norte-americana para substituição de obras de arte em rodovias com tráfego intenso, possibilitando a redução do prazo de intervenção. “Já recebi retorno de prefeituras bastante interessadas no sistema construtivo apresentado no evento. Esse é o resultado da FEIBRACON, que não é uma feira de negócios, mas para formar opinião nos profissionais que tomam decisões e especificam. Os resultados positivos e expressivos da participação das empresas são auferidos ao longo do tempo”, comentou o diretor da Engeti e vice-presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman.

A Tecnosil apresentou as vantagens em termos de desempenho do concreto com o uso combinado da nanosilica e da sílica ativa, como a maior resistência do concreto aos agentes agressivos do meio, aumentando a durabilidade das estruturas. Dados apresentados pelo palestrante, Eng. João Paulo Guimarães, diretor técnico da Tecnosil, apontaram que para um uso entre 5 a 10% de aditivos, pode-se chegar a uma redução de até 80% na penetração de íons cloretos no concreto. “O evento é importante em razão do contato propiciado com os pesquisadores, que serão os futuros

engenheiros, e com os professores, que ficam conhecendo de perto as demandas da indústria da construção civil em termos de pesquisa”, opinou João Paulo Guimarães.

A combinação de materiais para aumentar o desempenho do concreto é tendência também na área de aditivos, onde a



Visitantes da X FEIBRACON, com destaque para a venda de livros lançados no Congresso no estande do IBRACON



## → MONITORAMENTO PARA AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE FISSURACÃO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

ENG<sup>a</sup> JULIANA FERREIRA FERNANDES

No Brasil há uma carência de infraestrutura tanto rodoviária como ferroviária. Os investimentos em infraestrutura não acompanharam a expansão da fronteira agrícola e o ritmo dos incentivos fiscais dados para o setor. Esses dois setores necessitam de crescimento e manutenção das estruturas já existentes. As pontes e os viadutos são as estruturas mais requisitadas e atingidas nesse cenário.

Dada essas dificuldades da atualidade brasileira, o presidente do Instituto Brasileiro do Concreto, o engenheiro Túlio Nogueira Bittencourt convidou o engenheiro Hani Nassif, professor e Ph.D pela University of Michigan, a frente do grupo RIME- Rutgers Infrastructure Monitoring and Evaluation da The State University of New Jersey – Rutgers, a ministrar uma palestra sobre monitoramento ao longo da vida útil de estruturas de concreto no 56<sup>o</sup> Congresso Brasileiro do Concreto, em Natal, no Rio Grande do Norte. O tema de sua palestra foi *Structural Health Monitoring for the Assessment of Cracking Potential in Concrete Structures*.

O Prof. Nassif apresentou alguns de seus trabalhos de pesquisa, que vem sendo realizados através de convênios entre as concessionárias rodoviárias do estado de New Jersey com a Universidade de Rutgers. As rodovias naquele estado são privatizadas e apresentam em sua maioria tráfego intenso de caminhões com alta carga por eixo, às vezes acima do permitido. Em New Jersey, é proibido o fechamento das estradas para manutenção e reparo. Todas as obras são realizadas com o tráfego intenso em pistas paralelas. Nesse panorama, o seu grupo de trabalho utiliza diferentes sensores de última

geração para monitoramento das obras de arte de longa e curta duração, como o vibrômetro Doppler a laser, para medição de velocidade e deslocamento em locais de difícil acesso. Vários desses sensores utilizam tecnologia *wireless* facilitando na logística e na diminuição do custo de fios elétricos. Eles utilizam também sensores aderidos no pavimento, que funcionam como uma balança dinâmica, com o intuito de verificar a carga por eixo dos veículos passantes, além de sensores de temperatura, para acompanhar a cura do concreto, e de corrosão, que medem a diferença de potencial entre o eletrodo e a armadura de aço ao longo do tempo.

O professor Nassif apresentou sete estudos de caso de diversas pontes de New Jersey, que variaram desde a instrumentação durante a construção da ponte e acompanhamento da obra até a reparação e instrumentação durante a concretagem acima do concreto antigo, com tráfego intenso ao lado. Em todos os casos foram realizadas modelagem em elementos finitos e verificação e validação de normas vigentes. Em algumas dessas estruturas, foram utilizados concreto modificado e monitoramento nas primeiras idades, nos três primeiros dias e ao longo de três anos, principalmente nas fases gelo e degelo. Eles verificaram a perda de aderência entre as camadas de concreto devido ao efeito das vibrações do tráfego intenso, acompanhamento da propagação de fissuras quando submetidos a altas tensões, além do entendimento dos problemas e as condições da estrutura para aquele determinado tipo de tráfego. O conhecimento do comportamento de uma ponte ou de toda uma via traz soluções assertivas de manutenção e de reparo.

MC Bauchemie mostrou alguns de seus produtos que podem ser misturados em inteligentes proporções para obtenção do resultado necessário na execução da obra, como a trabalhabilidade durante a concretagem e a alta resistência inicial do elemento estrutural. Com a função de garantir trabalhabilidade ao concreto, sem necessidade de maior adição de água, os aditivos apresentados pela Grace foram desenvolvidos para atender concretos com classe de consistência S100 e S160. Já, a Penetron expôs os resultados do desempenho do concreto quanto à durabilidade quando impermeabilizado com sua técnica de cristalização: os dados dos testes apontaram menor penetração de cloretos, maior resistência aos sulfatos, menor absorção

capilar e maior impermeabilidade, entre outras vantagens.

As novidades em termos de equipamentos na construção da Ponte de Laguna, em Santa Catarina, foram apresentadas pela empresa Camargo Corrêa. O Eng. Luís Gustavo de Oliveira Zanin, gerente de obras da empresa relatou o uso de uma perfuratriz alemã para a execução de estacas com até 75m e de uma treliça lançadeira de aduelas, que possibilitou fazer a protensão das 14 aduelas de cada vão de uma única vez, alcançando a produtividade de execução de um vão a cada quatro dias. A obra ganhou o Prêmio Chico Mendes de Sustentabilidade em 2013, pelas atividades sustentáveis desenvolvidos durante a execução da obra, como o reaproveitamento das sobras de



# 56º IBRACON

## Congresso Brasileiro de Concreto

NATAL-RN 2014



Mesa de debates com os palestrantes Holger Schmidt (MC Bauchemie), João Paulo Guimarães (Tecnosil) e José Eduardo Granato (Viapol), mediada pelo diretor de eventos do IBRACON, Luiz Prado (com microfone)

concreto para produção de pavimentos, o reaproveitamento das águas pluviais para produção de concreto e o monitoramento dos condicionantes ambientais relacionados à execução da obra.

A Eletronorte apresentou as características do projeto de ampliação da Usina Hidrelétrica Coaracy Nunes, no Rio Araguari, no Amapá, que receberá uma nova casa de força.

A Cimento Nacional, além de patrocinar e expor no evento, financiou a construção da Arena dos Concursos Estudantis, palco de competições entre estudantes de engenharia civil, arquitetura e tecnologia inscritos nos concursos Aparato de Proteção ao Ovo

(APO), Concrebol e Concreto Colorido de Alta Resistência (Cocar).

A T&A patrocinou também o curso “Estruturas Pré-Fabricadas de Concreto”, que integra o programa de educação continuada do IBRACON, Master PEC (Master em Produção de Estruturas de Concreto). Ministrado pela presidente-executiva da Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic) e diretora de cursos do IBRACON, Eng<sup>a</sup> Íria Doniak, e pelo diretor da CAL-FAC, Eng. Carlos Franco, o curso objetivou oferecer uma visão sistêmica e integrada desse sistema construtivo, com considerações sobre projeto e normalização, tecnologia, controle de qualidade e aplicações.

A Eng. Íria Doniak ministrou ainda para os congressistas o curso “Sustentabilidade na Construção Civil”, cujo programa foi desenvolvido com a participação do Prof. Paulo Helene, propiciando uma visão sistêmica do tema aplicado ao setor construtivo, em especial em relação às estruturas de concreto.



Arena dos Concursos Técnicos do IBRACON na X FEIBRACON



“O IBRACON é a grande referência de conhecimento do concreto no Brasil. As novas tecnologias e as novas pesquisas sobre o concreto passam pelo Congresso Brasileiro do Concreto, fórum onde se discute a qualidade, o desempenho e a durabilidade do concreto, que promove uma interação importante entre a indústria e a comunidade acadêmica”, salientou o gerente técnico e comercial da Viapol, Eng. José Eduardo Granato.

## PESQUISAS AVANÇADAS SOBRE O CONCRETO

Trazendo para seu público as pesquisas avançadas que vem sendo desenvolvidas no país e no exterior, o 56º CBC2014 contou com palestras de renomados especialistas. O professor da Universidade de New Jersey (Estados Unidos), Prof. Hani Nassif, trouxe o que há de mais moderno no monitoramento de obras de arte, como o vibrômetro Doppler a laser, utilizado em locais de difícil acesso, para medir velocidade de veículos sobre pontes e viadutos.

O presidente da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), Eng. André Pacheco de Assis, apontou as tendências e os desafios da engenharia de túneis, como a transferência da infraestrutura de transportes, de redes de utilidade pública e de armazenamento da superfície para o subsolo nas grandes cidades, como medida para revitalização de centros urbanos e para melhorar a qualidade de vida de suas populações. “A questão ambiental faz com que o transporte e o armazenamento nos conglomerados urbanos passem a ser subterrâneos, para não competir com a vida na superfície”, alegou Assis em sua palestra. Segundo ele, hoje existem tecnologias para construção de obras subterrâneas em ambientes urbanos congestionados capazes de preservar e garantir a segurança das obras construídas. Entre elas, destacou: o túnel submerso, o túnel construído pelo método tradicional e as tuneladoras com frente pressurizada. O túnel multifuncional em Kuala Lumpur, na Malásia, foi destacado como uma obra subterrânea exemplar, por servir, ao mesmo tempo, para conter enchentes e como túnel rodoviário.

“Na impossibilidade de impedir o tráfego de veículos sobre o viaduto, reduzir a velocidade e fazer o monitoramento podem reduzir o risco de fissuras na obra?”, perguntou na sessão de debates com os dois palestrantes o diretor da Concremat, Eng. Paulo Fernando.

“Sim, reduzir a velocidade de tráfego em obras sob reparos ou reforços ajuda muito na qualidade final do concreto da obra executada, bem como usar na dosagem do concreto um aditivo acelerador de resistência”, respondeu Hani Nassif.

“Como você vê os estudos prévios de segurança, como



Presidente do IBRACON faz mediação da mesa de debates com os Profs. André Pacheco de Assis e Hani Nassif (esq./dir.)

os mapeamentos de riscos?”, perguntou a André Assis o professor da Universidade de São Paulo, Prof. Antonio de Figueiredo.

“A maturidade dos projetos varia de país a país. Um túnel na Suíça demandou estudos prévios por 15 anos. O túnel de Gibraltar já consumiu 100 milhões de euros em estudos”, argumentou Assis.

No dia seguinte, o pesquisador do Instituto de Pesquisas de Rodovias Federais (Bast, na terminologia em alemão), Dr. Jürgen Krieger, expôs como é feito o gerenciamento e a manutenção de obras rodoviárias em seu país. A experiência alemã é emblemática para o Brasil, já que lá como aqui, a maioria das pontes e obras rodoviárias é feita de concreto. Na Alemanha, a gestão de obras de arte é integrada em todo país, fazendo uso de um software, e inclui o cadastramento, inspeção visual, uso de métodos não destrutivos, inspeções adicionais (quando necessário), determinação da capacidade de carga da pista de rolamento, análise de risco e medidas compensatórias para manter a segurança estrutural. Segundo Krieger, a inspeção é regular, feita por engenheiros certificados, e gera um relatório que envolve análise de risco (reforçar ou substituir?), com custo, tempo e processo construtivo da intervenção recomendada, servindo como instrumento para a tomada de decisões políticas.

Na sequência, o professor da Universidade da Califórnia, em Berkeley (Estados Unidos), Prof. Paulo Monteiro, apresentou suas pesquisas sobre a microestrutura do “concreto”, começando com o estudo dos concretos romanos em obras como o Pantheon e o Coliseu, obras com mais de 2000 anos. Esse material foi analisado com auxílio do Síncrotron, acelerador de partículas que gera ondas eletromagnéticas usadas para ampliar os objetos em até 2400 vezes. Segundo o palestrante, o



uso de altos consumos de pozolana e de pó calcário tem um efeito sinérgico no concreto romano, fazendo com que seu módulo de elasticidade seja quase duas vezes maior do que a do concreto de cimento Portland atual.

No último dia do evento, o Eng. Jürgen Krieger fez nova palestra, agora sobre a combinação de métodos de ensaios não destrutivos para a avaliação do estado de conservação e segurança de pontes. Krieger destacou que os esforços de investigação no campo de ensaios não destrutivos para a avaliação de falhas no graute das bainhas de protensão tornou-se a principal linha de pesquisa no Instituto Federal para a Pesquisa e Teste dos Materiais (BAM, na nomenclatura alemã). Segundo ele, atualmente a mode-

ragem de ondas eletromagnética e elástica no concreto é feita de forma muito rápida (em minutos) e com resultados confiáveis, inclusive com simulação de objetos em três dimensões, sendo obtidas durante a própria aplicação do ensaio não destrutivo.

O professor da Universidade de Minnesota (Estados Unidos), Prof. Lev Khazanovich, explanou sobre os novos algoritmos que foram desenvolvidos para os equipamentos de inspeção não destrutiva baseados em onda ultrassônica, utilizados para avaliação de estruturas de concreto, no intuito de melhorar as imagens desses aparelhos. Como possíveis campos de aplicação desses aparelhos, foi destacada obtenção da espessura de pavimentos, a posição de

## → INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO PREVENTIVAS PRESERVAM OBRAS DE INFRAESTRUTURA

BERNARDO TUTIKIAN – CONSELHEIRO ELEITO DO IBRACON E PROFESSOR DA UNISINOS

No 56º Congresso Brasileiro do Concreto, na bela cidade de Natal / RN, tivemos a oportunidade de assistir brilhantes apresentações de trabalhos técnicos, inclusive de especialistas de todo mundo. Um dos que mais se destacou foi o Dr. Jürgen Krieger, da Federal Highway Research Institute (BAST), Alemanha. Sua palestra, intitulada 'Management of aging Infrastructure Challenges for Owners and Operators' (Gestão do envelhecimento da infraestrutura, desafios para proprietários e operadores, em tradução livre), abordou tema de grande importância e relevância para o Brasil, e que, infelizmente, vem sendo muito mal conduzida pelos intervenientes.

O especialista mostrou a importância da infraestrutura para o desenvolvimento de um país, já que grande parte da produção e o transporte de pessoas é realizado por vias, principalmente a rodoviária. Na Alemanha, por exemplo, se estima um aumento de 38% do tráfego pesado nos próximos 20 anos, e obviamente, a infraestrutura do país precisa evoluir na mesma proporção.

As pontes federais daquele país foram construídas em grande parte em concreto, seja armado ou protendido, alcançando quase 90% da totalidade. No Brasil os números são muito

parecidos, mostrando a importância desta palestra para todos os presentes no maior evento de concreto do país. E grande parte destas obras de arte foram construídas até o início dos anos 80, surgindo o grande desafio para os proprietários e operadores do sistema: inspecionar, manter, reforçar ou até decidir pela demolição das estruturas. Sabe-se que este tipo de elemento se deteriora com grande velocidade, se não mantido adequadamente, além de que a cada dia que passa os veículos que nelas trafegam aumentam o porte e, conseqüentemente, o carregamento nas estruturas, que muitas vezes não foram dimensionadas para tal.

Porém, as semelhanças da Alemanha para o Brasil param por aqui, pois a forma de encarar este problema se diferencia muito nestes países. O palestrante apresentou um sistema de gestão integrada das pontes, muito moderno e eficaz, incluindo o cadastramento, inspeção visual em diferentes níveis de detalhamento (de acordo com o procedimento da norma alemã DIN 1076), uso de métodos não destrutivos, inspeções adicionais (quando for necessário), determinação da capacidade de carga da pista de rolamento, análise de risco, podendo ser necessário





Enio Pazini faz questionamento ao palestrante Jürgen Krieger numa das conferências plenárias

armaduras, de barras de transferência e de barras de ligação, as posições de delaminações, o estado de degradação sub superficial e de adensamento inadequado do concreto e a aderência entre o aço e o concreto.

Questionado quanto ao uso do ecoimpacto na Arena Corinthians, após o acidente com o guindaste, não ter produzido as sequências de imagens mostradas em sua palestra, mas apenas as dimensões da estrutura, a densidade dos materiais e os elementos próximos à superfície das peças, Krieger reforçou, para o professor da Universidade Federal de Goiás, Prof. Enio Pazini (palestrante no Seminário de Novas Tecnologias, onde abordou a durabilidade das estruturas de concreto), que antes de enviar pessoas para medir é necessário que sejam

implantar medidas de compensação, para manter a segurança adequada. Como opções de medidas de compensação mais usadas, tem-se a restrição de cargas, proibição de ultrapassagem para caminhões, limitação da velocidade de tráfego e até interdição de pistas de rolamento. E tudo isso funciona dentro de um sistema integrado de manutenção das pontes federais, que engloba as informações de todas as obras deste tipo na Alemanha. Desta forma, as estruturas se mantêm por mais tempo, gerando menores custos de intervenção, aumentando a vida útil das pontes e com maior segurança aos usuários.

Infelizmente, no Brasil se faz de forma distinta. Normalmente, sem querer generalizar, não há programa de manutenção, não há inspeções rotineiras e embasadas e não há um acompanhamento técnico do estado de conservação das obras de arte. Só são realizadas intervenções quando ocorre algum acidente ou a estrutura está para ruir. Obviamente que há honrosas exceções no país, como a manutenção da ponte Rio-Niterói, realizada de forma muito efetiva.

E o que justifica isto? Certamente temos grandes profissionais e empresas capacitadas para este serviço. Todo o procedimento muito bem apresentado pelo Dr. Jürgen Krieger é exemplar, porém nada que fuja do conhecimento atual de di-

versos profissionais brasileiros. Será que falta gestão pública? Cultura da população? O famoso jeitinho brasileiro para resolver os problemas quando surgem? Falta de responsabilização dos gestores? Provavelmente um pouco de cada...

Mas há luz no fim do túnel. No final de 2013, foi publicada a ABNT NBR 16230 - Inspeção de estruturas de concreto — Qualificação e certificação de pessoal — Requisitos, que estabelece os requisitos para qualificação e certificação de pessoal para inspeção em estruturas de concreto. Ainda temos em vigor a ABNT NBR 9452:2012 - Vistorias de pontes e viadutos de concreto — Procedimento, para padronizar a vistoria em pontes e viadutos. É importante ressaltar que o Ibracon, na pessoa de seu vice-presidente, o eng. Júlio Timerman, coordenou e conduziu de forma brilhante a elaboração e revisão das normas técnicas citadas. E o Programa de Certificação e Qualificação de Pessoal do Ibracon, acreditado pelo INMETRO, em breve estará atuando nesta frente, contribuindo para o desenvolvimento do setor, mais uma vez.

Portanto, temos de aprender com os casos mais bem sucedidos no mundo, entre eles o da Alemanha, e implantar no Brasil, para aumentar a segurança para os usuários e diminuir os custos sociais para a nação. E temos condições para isto.



## 56º Congresso Brasileiro Concreto

NATAL-RN 2014



Odd Gjørsvik em sua palestra no Seminário de Novas Tecnologias

treinados e certificados e de que a validação do processo torna mais fácil a interpretação das imagens.

Os congressistas assistiram também, no Seminário de Novas Tecnologias, à palestra do professor da Universidade Norueguesa de Ciência e Tecnologia, Prof. Odd Gjørsvik, que trouxe sua experiência em pesquisa e consultoria na área da durabilidade de estruturas de concreto submetidas a condições adversas, como as diversas obras marinhas existentes na Noruega. Segundo ele, já em 1917, uma extensa investigação de estruturas de concreto em meio marinho, feita nos Estados Unidos, já apontava para a corrosão das armaduras como o grande problema para a durabilidade das obras. Em seu país, cerca de 10 mil píers, portos e atracadouros apresentam problemas de corrosão de armaduras com menos de 10 anos de vida e das 300 pontes construídas depois de 1970, 50% apresentam problemas de corrosão. A principal causa do problema é o ataque de cloretos. Gjørsvik apresentou as recomendações feitas pela Associação Norueguesa de Engenheiros de Portos (NAHE) para enfrentar o problema, como um maior cobrimento das estruturas de concreto, o controle da difusão de cloretos por meio de medidas construtivas e seu monitoramento durante o uso da obra, para tomada de medidas preventivas.

Em suas impressões sobre o 56º Congresso Brasileiro do Concreto, o Prof. Gjørsvik mostrou-se impressionado com o número de participantes do evento, sobretudo com a participação

expressiva de profissionais e pesquisadores, o que, na sua opinião, gera uma oportunidade excelente para a troca de ideias e conhecimentos. O IBRACON faz planos para lançar o excelente livro sobre durabilidade do concreto de Gjørsvik no 57ºCBC2015, a ser realizado em Bonito, Mato Grosso do Sul.

### LANÇAMENTOS DE LIVROS

Cumprindo sua missão de divulgar o conhecimento técnico e científico sobre o concreto para os agentes da cadeia produtiva do concreto, o IBRACON lançou durante o 56ºCBC2014 dois livros técnicos, voltados para os profissionais e pesquisadores de Engenharia Civil, Arquitetura e Tecnologia, e para os engenheiros do setor construtivo.

A segunda edição brasileira do livro “Concreto: microestrutura, propriedades e materiais”, obra dos professores da Universidade da Califórnia, em Berkeley, Prof. Kumar Mehta e Prof. Paulo Monteiro, publicada em 10 países e o livro mais consultado no Brasil, segundo a CAPES, foi atualizada e revisada por uma equipe de oito pesquisadores de seis instituições, coordenada pela Eng. Nicole Pagan Hasparik, de Furnas. O livro contou com o patrocínio das empresas Cimento Nacional, Holcim e Leonardi.

O Prof. Paulo Monteiro participou do lançamento da segunda edição brasileira de seu livro e de uma tarde de autógrafos no estande do IBRACON na 10ª FEIBRACON. “Foi incrível que o livro tenha sido produzido em apenas seis meses. Essa versão



Paulo Monteiro faz dedicatória em livro de sua autoria lançado no evento





Coordenadores da edição brasileira do livro “Durabilidade do Concreto” perfilados com os diretores das empresas patrocinadoras da obra: Sérgio Doniak (Fhecor Brasil), Carlos Brites (PhD Engenharia), Helena Carasek (UFG), Mônica Barbosa Pinto (Unesp), Roberto Falcão Bauer (Falcão Bauer), André Albieiro (Weber Saint-Gobain), Tulio Bittencourt (IBRACON) e Julio Timerman (Engeti)

brasileira é uma satisfação pessoal, possibilitando dialogar sobre os temas tratados na obra com o público brasileiro. Meu especial agradecimento ao Prof. Paulo Helene, Diretor de Publicações do IBRACON e à equipe que participou dessa segunda edição, principalmente a Dra. Nicole”, comentou o autor.

Para marcar o lançamento do livro “Durabilidade do Concreto: bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente”, esforço conjunto de 30 autores franceses coordenados pelos professores Jean-Pierre Ollivier e Angélique Vichot, foi ministrada a palestra “A visão contemporânea do desempenho aplicada à durabilidade das estruturas de concreto”, pelo professor da Universidade Federal de Goiás, Prof. Oswaldo Cascudo. A tradução do livro ficou a cargo de uma equipe de 10 pesquisadores de oito instituições, coordenada pelos professores Oswaldo Cascudo e Helena Carasek, da UFG. A obra teve o patrocínio do Grupo Saint-Gobain, da L.A. Falcão Bauer, da Engeti, da FHECOR do Brasil e da PhD Engenharia.

Em sua palestra, Cascudo observou que “conhecemos bem o concreto, mas ainda assim convivemos com manifestações patológicas derivadas da falta de desempenho quanto à durabilidade das estruturas, como a retração térmica, a lixiviação, o ataque de cloretos e sulfatos”. Neste sentido, o livro

vem preencher uma lacuna na literatura técnica nacional sobre a durabilidade, por sua abrangência.

Vale registrar que os 300 exemplares de cada um dos livros oferecidos ao público presente tiveram suas vendas esgotadas ainda durante o 56º CBC2014. As obras encontram-se à venda na Loja Virtual do IBRACON, que imprimiu uma tiragem de 2000 exemplares, que devem ser consumidos rapidamente pelo meio técnico nacional.

## WORKSHOP DE USINAS EÓLICAS

Dois workshops com projetistas e tecnólogos foram oferecidos no 56º Congresso Brasileiro do Concreto,

num formato que propiciou aos profissionais exporem os desafios e as soluções propostas para o projeto e construção de obras especiais e para parques eólicos, bem como debater com o público presente suas experiências.

Para o Workshop de Usinas Eólicas, foram convidados o projetista da Dois A Engenharia e Tecnologia, Eng. George Maranhão, o diretor da Desek Engenharia, Eng. Selmo Kuperman, o diretor da Mac Protensão, Eng. Evandro Duarte, e o diretor da EEPC, Eng. José Martins de Sousa Júnior.



Evandro Duarte Porto em sua palestra no Workshop de Usinas Eólicas



# 56º IBRACON Congresso Brasileiro de Concreto NATAL-RN 2014



George Maranhão em momento de sua palestra no Workshop

Numa exposição descontraída, com direito a lançamento de aviões de papel, o Eng. Evandro Duarte apresentou um breve panorama histórico da evolução do uso da energia eólica pelo homem, com destaque para o desenvolvimento dos moinhos de vento. Segundo ele, foi a partir da década de 1970, com a crise do petróleo e com o crescimento do movimento contra o uso da energia atômica, que foram implementados padrões internacionais para um design mais

eficiente dos aerogeradores, o que possibilitou o surgimento de parques eólicos modernos e economicamente viáveis. Se no início desse desenvolvimento, a potência de um aerogerador era de apenas 1MW, hoje é possível encontrar no mercado aerogeradores cuja potência vai de 2 a 6MW. Conseqüentemente, tem aumentado progressivamente as dimensões das turbinas eólicas, hoje chegando a mais de 120m de diâmetro, sendo indispensável o uso de concreto como material para essas torres. O palestrante defendeu a tese de que, acima dos 80m, as torres de concreto passam a ser mais competitivas em relação às torres de aço para suportar os aerogeradores, em função do melhor desempenho do material tanto em relação às ações estáticas quanto às ações dinâmicas. “Como a espessura da parede da torre está ligada à resistência estrutural do material, a torre metálica perde capacitação no campo das ações dinâmicas. A solução de torre em concreto acaba por ter bom com-

portamento quanto às ações dinâmicas”, argumentou Duarte.

O Atlas do Potencial Eólico Brasileiro mostra que, nas regiões propícias à instalação de parques eólicos, as velocidades de ventos que tornam o projeto mais viável economicamente acarretam que as torres estejam predominantemente acima dos 100m. Com isso, as torres de concreto são a solução recomendada para esses parques. Avançando mais em sua proposta, o palestrante sustentou as aduelas pré-moldadas de concreto e a protensão de suas juntas como a solução executiva mais vantajosa.

Num comparativo entre as torres de concreto e as torres metálicas, Evandro Duarte destacou as vantagens da solução em concreto: menor manutenção; maior durabilidade; ausência de oxidação; melhor comportamento dinâmico; menor fadiga; maior resistência ao fogo, menor custo do concreto estrutural em relação ao aço estrutural, industrialização local das peças de concreto e ausência do problema de flambagem.

Os outros três profissionais convidados para o workshop de usinas eólicas concentraram suas palestras em diferentes aspectos das fundações para sustentar as torres de parques eólicos. George Maranhão apresentou os fatores envolvidos na modelagem de uma fundação para torre eólica. De acordo com as tensões admissíveis do solo e de seu coeficiente de recalque, define-se o tipo de fundação – direta ou profunda. Ele



Eng. José Martins de Sousa Júnior responde a pergunta feita por participante do Workshop Usina Eólicas ladeado pelo mediador e pelos demais palestrantes, Eng. Selmo Kuperman e Eng. Evandro Duarte



## → DOIS MIL ANOS DE TECNOLOGIA DO CONCRETO E OS GRANDES DESAFIOS PARA O NOVO MILÊNIO

DRA. NICOLE PAGAN HASPARYK – ELETROBRAS FURNAS

A palestra do Prof. Dr. Paulo Monteiro, da Universidade da Califórnia (Berkeley), apontou que a tecnologia do concreto tem muita história. O Pantheon (construído pelos romanos em 128 d.C.), é até hoje um recorde mundial com seu domo de aproximadamente 43 metros, no qual não foi usado concreto armado, sendo uma das mais bem conservadas estruturas de toda a antiguidade. O componente marcante do concreto usado nele foi a pozolana, cujo uso remonta aos gregos, em construções de 500/400 a.C., em Kameiros, na ilha de Rhodes.

Os romanos usavam este material que, quando misturado com cal e pedras, gerava não apenas resistência às edificações, mas também tinha o poder de endurecimento embaixo d'água, como no caso de piers.

Outro exemplo dado pelo palestrante é o Coliseu Romano, construído na Roma Antiga entre 72 e 80 d.C., símbolo da arquitetura e de obra de engenharia, porém com mistérios ainda a serem desvendados. Estudos específicos por difração de raios X, realizados por Silva et al. (Thermochemica Acta v. 438, n 1-2, Nov. 1, 2005), mostraram a presença de calcita e material amorfo na argamassa do Coliseu.

"O concreto romano sobreviveu mais de 2.000 anos. Podemos descobrir o seu segredo usando métodos modernos de caracterização?" perguntou o palestrante ao público presente no 56º Congresso Brasileiro do Concreto, realizado em Natal, de 07 a 10 de outubro.

A curiosidade vai além do interesse acadêmico, tendo em conta os vários desafios postos para a tecnologia do concreto neste novo milênio. O aumento na produção de concreto é exponencial, estando atualmente na casa dos 33 bilhões de toneladas, sendo que o cimento acompanha tal crescimento, perfazendo hoje uma produção de 3,7 bilhões de toneladas. Com vistas a reduzir o impacto ambiental dessa produção, é necessário empregar materiais alternativos sustentáveis e, ao mesmo tempo, garantir maior durabilidade das estruturas de concreto.

Em sua palestra, Paulo Monteiro destacou mais uma vez o Laboratório Avançado de Luz Síncrotron, localizado em Berkeley, no qual se podem obter informações dos materiais em nível atômico, em alta resolução (da ordem de 15 nm), com ampliações

de 1600 a 2400 vezes. A energia Síncrotron refere-se à radiação eletromagnética produzida por elétrons de alta energia, por meio de um acelerador de partículas (um síncrotron)\*.

Os estudos envolvendo análises em duas dimensões estão sendo complementados por análises tridimensionais na busca de melhores explicações a respeito dos materiais para o concreto. A nanotomografia, técnica moderna, sofisticada e altamente desafiadora, foi empregada no concreto romano.

A mais nova geração de estudos envolve a determinação das propriedades mecânicas, porém não as convencionais e em nível macroscópico, mas sim aquelas dos pequenos cristais, em nível atômico. Um dos exemplos de aplicação pode ser consultado em Jackson et al. (Journal of American Ceramics Society, 2013). Os estudos de ponta mostram, nos concretos antigos, a alta estabilidade dos elementos químicos, como o "silício" e o "alumínio", presentes tanto nos compostos tobermorita de alumínio como nos silicoaluminatos de cálcio hidratados. Assim, os segredos da alta durabilidade aliada à sustentabilidade podem ser desvendados na Roma Antiga.

Foram destacadas a cinza volante e a escória como materiais mais promissores no concreto moderno mais durável e sustentável, inspirando-se nos romanos, com os altos consumos de pozolana e pó calcário. Mas o estudo e emprego de novos materiais alternativos fazem-se necessários com vistas à demanda crescente por concreto.

A Arábia Saudita possui material pozolânico natural bastante promissor para uso na confecção de concretos. Combinações binárias e ternárias em dosagens de concreto, contemplando consumos reduzidos de cimento, e emprego da escória, cinza volante e pozolana natural, foram também sugeridos.

O uso do concreto autoadensável, confeccionado com materiais alternativos, tem mostrado níveis de resistência apropriados, aliados às boas propriedades relacionadas à durabilidade, dependendo dos teores e proporções usados.

Por fim, segundo o palestrante o grande desafio para o futuro próximo é produzir bilhões de toneladas de concreto que seja economicamente viável, de qualidade, durável e ecologicamente correto.

\* No Brasil existe o Laboratório Nacional de Luz Síncrotron (LNLS) localizado em Campinas, estando em funcionamento desde 1997, que trabalha com esta técnica sofisticada, já tendo sido utilizado por pesquisadores da engenharia brasileira em trabalhos de pós-graduação.



apresentou o projeto de fundação para o Parque Eólico de Macau, no Rio Grande do Norte, 41 torres metálicas de 80m e potência instalada de 68MW. A solução proposta para o cliente (Brasventos) foi a sapata sobre estacas, com consumo de 283m<sup>3</sup> de concreto.

Selmo Kuperman fez uma provocação aos presen-

tes no título de sua palestra “Refrigeração do concreto para fundações eólicas: necessidade ou sofisticação?”. Ele iniciou sua exposição conceituando o concreto massa: qualquer volume concretado no local cujas dimensões são suficientemente grandes para exigir a tomada de

## → TENDÊNCIAS TECNOLÓGICAS NA CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO – PROFESSOR DA ESCOLA POLITÉCNICA DA USP

O Prof. André Pacheco Assis brindou os presentes no 56º Congresso Brasileiro do Concreto com uma excelente palestra intitulada “Tendências e desafios da engenharia de túneis como soluções de infraestrutura”. De início, mostrou a clara necessidade de intervenção urbana para obras de infraestrutura, cada vez mais necessárias devido ao crescimento da população nessas áreas, que já acumulam de 82% a 85% da população mundial. Neste cenário, as diversas necessidades de transporte e armazenamento conflitam com o uso do espaço urbano de superfície, que deve ser priorizado para assegurar qualidade de vida para a população. Entre as demandas de infraestrutura que podem utilizar o espaço subterrâneo, foram destacados:

- O transporte de massa, como o Metrô, apontado como sendo ao mesmo tempo essencial e de elevado custo. Foi ressaltado, no entanto, que os custos associados à execução dos túneis são de apenas 25% do total, sendo o restante associado à necessidade de compatibilizar a obra com uma série de interferências no meio urbano.
- As redes de utilidade pública, como as redes de distribuição de água e esgoto, as galerias técnicas, as galerias de contenção de enchentes, e os túneis multifuncionais, como os que englobam finalidade de contenção de enchentes e de via expressa urbana simultaneamente.
- Túneis interurbanos longos e profundos, associados à implantação das linhas de trem de alta velocidade (TAV). Por sinal, os TAVs foram apontados como muito promissores, uma vez que constituem o sistema de transporte de massa de maior eficiência energética e com menor nível de emissões de CO<sub>2</sub> por passageiro transportado.

Uma tendência hoje é a transferência das instalações de infraestrutura da superfície de grandes centros urbanos para o

subsolo, como na cidade de Boston. Seu principal objetivo é revitalizar áreas urbanas depreciadas e degradadas pela existência de vias elevadas ou de superfície, como a segmentação do espaço urbano que prejudica muito a comunidade local e deprecia a área do entorno. É o que está sendo feito no Rio de Janeiro, nas obras do Porto Maravilha, que consiste na revitalização de uma área degradada da cidade com a substituição de uma via elevada por um túnel expresso.

Para atender essas demandas, existe uma série de desafios que devem ser vencidos por tendências e inovações tecnológicas na engenharia de túneis. Um excelente exemplo são os túneis submersos, executados pela instalação sucessiva de elementos pré-fabricados no leito do mar ou rio que se pretende ultrapassar. É uma técnica interessante, uma vez que não demanda grande capacidade do leito onde os segmentos pré-moldados serão instalados, já que as cargas são aliviadas pelo empuxo. Por outro lado, este tipo de túnel exige o confinamento da estrutura com uma cobertura resistente aos próprios esforços de empuxo e também à possibilidade de ocorrência de uma carga pontual, como a ancora de um navio que venha a fundear na área. Emblemático da aplicação deste tipo de tecnologia no Brasil é o novo túnel de ligação Santos-Guarujá, cujo edital de concorrência foi recentemente lançado.

Para o caso dos túneis executados pelo método convencional, que utiliza concreto projetado para a produção do revestimento, foram destacadas as tendências de uso do sistema via úmida associado ao uso de aditivos não alcalinos, devido ao menor nível de perdas e ao menor impacto ambiental no interior do túnel. Para esta área, também foi destacado o uso de fibras de aço e sintéticas. As fibras de aço são utilizadas como reforço dos revestimentos desses túneis e as fibras poliméricas



medidas para combater a geração de calor e a consequente variação volumétrica da estrutura, minimizando, assim, o aparecimento de fissuras de origem térmica. Segundo ele, a definição aplica-se tanto às fundações de edificações quanto às fundações de torres eólicas.

O palestrante ressaltou que hoje é mais comum o surgimento de fissuras de origem térmica em razão do uso de concretos de maior resistência, de concretos bombeados, da rápida desfôrma e dos maiores abatimentos. Isto porque o calor de hidratação está diretamente relacionado com o tipo de cimento, sua finura e seu consumo.

Para combater as fissuras de origem térmica, uma das

são normalmente aplicadas para a proteção passiva no caso de incêndio. As novas macrofibras sintéticas de polipropileno foram apontadas como uma tecnologia promissora para o reforço do concreto projetado via úmida.

Outra tecnologia de uso crescente no mercado de túneis são as mantas e membranas de impermeabilização. As mantas são aplicadas no túnel a partir de sua fixação na parede do revestimento primário, para serem, posteriormente, incorporadas à estrutura com a execução do revestimento secundário, permanecendo entre essas duas camadas. As membranas são posicionadas da mesma maneira, com a diferença de que são aplicadas por jateamento e permitem uma maior solidarização entre as camadas do concreto, conferindo uma melhor solidarização das múltiplas camadas e favorecendo o comportamento estrutural do sistema de revestimento do túnel. Esses sistemas de impermeabilização são aplicados tanto para o sistema de impermeabilização total da estrutura, popularmente conhecido como “submarino”, como para a impermeabilização apenas da parte superior da obra, no sistema conhecido como “guarda-chuva”. A escolha entre um sistema e outro implicará na alteração do nível do lençol freático, o que é de grande importância na engenharia de túneis. No caso do sistema submarino, as alterações no nível do lençol freático são intensas apenas no momento de execução da obra; já, para o sistema guarda-chuva, as alterações no nível do lençol freático são permanentes, uma vez que o túnel passa a atuar como um grande dreno.

Quando há uma maior interferência na região do entorno, ocasionando um maior nível de recalque e deslocamentos na superfície, aumenta-se o risco de execução da obra. Para diminuí-lo, a utilização de tuneladoras com frente pressurizada foi indicada como uma tecnologia extremamente promissora, já que permite prever níveis de deformação inferiores a 10 mm

medidas mais comuns é a de minimizar a diferença entre o pico de temperatura de concreto e a temperatura ambiente com a refrigeração do concreto no momento de seu lançamento. No entanto, outras medidas foram recomendadas pelo palestrante: utilização de materiais pozolânicos; concretagem em etapas; aumento do intervalo de lançamento entre as camadas; concretagem em dias e horários com menor temperatura; menor consumo de cimento; e a realização de estudos térmicos.

O palestrante apresentou os estudos térmicos que realizou em dois parques eólicos. No Parque União dos Ventos, no Rio Grande do Norte, com potência instalada de 168MW, onde foi executada uma fundação de formato poligonal com oito vértices,

na superfície. Outro aspecto fundamental quanto à segurança durante a construção dos túneis é a interação entre suporte e maciço, que irá definir tanto o nível de carregamento da estrutura como o impacto nas instalações urbanas existentes sobre a obra. Neste sentido, modelos de previsão de comportamento mais precisos são necessários, como a consideração do ganho de rigidez progressivo do revestimento de concreto projetado, que é bem mais flexível que o sistema de anéis segmentados pré-moldados utilizados pelas tuneladoras. Modelos numéricos que possibilitem prever a dinâmica de evolução de deformações e carregamento na estrutura são hoje essenciais para a remoção da carga de empirismo que havia no projeto e concepção dos túneis.

Todos estes aspectos devem ser considerados na avaliação e gestão dos riscos de acidentes de execução de obras enterradas. Dentre esses riscos, está o de incêndio, cujo controle já conta com uma série de possibilidades tecnológicas. Apesar de raros, esses acidentes causam grande impacto e repercussão no meio urbano, devendo ser tratados com cuidado, com a produção de mapeamentos prévios das condições de risco nas obras. Este tipo de mapeamento não se restringe apenas ao risco de incêndios e foi recentemente aplicado no Brasil. Este mapeamento deve ser conectado ao monitoramento da execução do túnel, que já pode ser executado por meio de sistemas de on-line de controle automático.

Esses tipos de análise estão associadas às atividades de planejamento da obra, que são essenciais e onde todos os aspectos de relevo devem ser verificados antes do detalhamento do projeto e da execução da obra. Neste sentido, a avaliação do custo global é essencial para que não se opte por soluções de custo inicial mais baixo, mas com altos custos financeiros, sociais e ambientais demandados durante a vida útil da obra.



Suely Bueno em sua palestra no Workshop de Produção de Estruturas Especiais

inscrita numa circunferência de 13,7m de diâmetro, com 3m de altura e volume de concreto de 260m<sup>3</sup>, o estudo térmico recomendou que o concreto não fosse lançado a uma temperatura superior a 30°C, com substituição da água de amassamento por gelo numa proporção de 60% para a primeira camada de concretagem e de 30% para a segunda camada. No Parque Eólico de Casa Nova, o estudo térmico recomendou a temperatura de lançamento do concreto fosse menor do que 35°C.

Concluindo, o palestrante afirmou: “A necessidade de refrigeração não é exagero, mas necessária para evitar a fissuração dos blocos de fundação dos parques eólicos, que serão submetidos a grandes esforços”.

Finalizando o workshop, o Eng. José Martins expôs sua experiência no controle tecnológico de concreto de fundações de 22 parques eólicos no Nordeste, especificando slump, consumo de cimento, cuidados com a segregação, uso de aditivos e dosagens para concretos autoadensável (para estacas hélice contínua) e concreto massa (para bloco de coroamento).

### WORKSHOP DE PRODUÇÃO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS DE CONCRETO

Fechando com chave de ouro as atividades científicas do 56CBC2014, a PhD Engenharia, sócia coletiva do IBRACON, organizou o Workshop de Produção de Estruturas Especiais em Concreto, que contou com a brilhante coordenação do Prof. Bernardo Tutikian. No Workshop foram apresentados os

procedimentos executivos de ponta e específicos para consecução de projetos inovadores e desafiadores, ora em execução no país, contemplando: o novo Museu da Imagem e do Som MIS/RJ, na praia de Copacabana, em concreto aparente e de vida útil de 75 anos, o Aquário do Pantanal, projeto original e extraordinário do Arq. Ruy Ohtake, um verdadeiro marco para a cidade de Campo Grande; e, as obras de infraestrutura dos laboratórios de desenvolvimento do Submarino Atômico Brasileiro movido a energia nuclear, que, pela própria responsabilidade de estanqueidade a emanações nucleares deve ser executado com concreto especial.

As obras do Museu de Imagem e Som do Rio de Janeiro (MIS-Rio), do Aquário do Pantanal em Mato Grosso do Sul e do Prédio do Combustível do Laboratório de Geração de Energia Nucleoelétrica (Labgene), em São Paulo, foram apresentadas e debatidas pelos profissionais diretamente envolvidos no projeto e execução dessas obras.

A Eng<sup>a</sup> Suely Bueno, diretora da JKMF e presidente da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), falou da concepção arquitetônica e estrutural do Museu de Imagem e do Som do Rio de Janeiro, uma realização da Fundação Roberto Marinho, da Secretaria de Estado da Cultura do Rio de Janeiro e do Ministério da Cultura.

O projeto arquitetônico foi vencido pela Diller Scofidio + Refro, uma empresa nova iorquina, num concurso internacional. Sua fachada foi projetada para ser uma continuação do boulevard de Copacabana, loteando a vista do visitante em relação ao mar, praia e o calçadão. Segundo Suely Bueno, “toda forma e expressão da arquitetura foi dada pela estrutura em concreto aparente, que posteriormente recebeu só os caixilhos entre as rampas externas”. Ela reconheceu que o projeto estrutural foi um dos mais difíceis em que já participou, seja em razão do entendimento da geometria do projeto e da representação dessa geometria em desenhos em duas dimensões para os operários da obra, seja em função da modelagem da estrutura para o correto dimensionamento, inclusive dos pilares fortemente inclinados.

O Eng. Carlos Britez, da PhD Engenharia, subiu ao palco em dois momentos para falar dos cuidados que foram tomados na concretagem da obra. No primeiro momento, abordou



a dosagem e controle tecnológico do concreto, e os cuidados na execução da concretagem das lajes de subpressão, situadas a 50m da orla e a 10m abaixo do nível do mar, para garantir sua estanqueidade e durabilidade. Posteriormente, expôs as recomendações adotadas na dosagem e concretagem dos pilares inclinados em concreto aparente do Museu, como o concreto autoadensável com substituição de toda água de amassamento por gelo, com relação a/c de 0,37, uso de cimento CP III-40 RS e de adições; baixa velocidade de concretagem; adensamento leve e controlado com uso de vibrador de imersão e martelos de borracha; e o estudo prévio da concretagem por meio de protótipos.

As dosagens dos concretos e os cuidados na concretagem foram também tema da professora da Universidade Federal do Mato Grosso do Sul, Profa. Sandra Regina Bertocini. Ela expôs os desafios e as soluções de concretagem propostas para o Auditório do Aquário Pantanal, em Campo Grande, Mato Grosso do Sul. Para as vigas mais densamente armadas e com protensão, foi usado o concreto autoadensável; para as outras vigas e os degraus, o concreto convencional. A concretagem demandou o uso de gelo para manter a temperatura do concreto em 18º C, a molhagem prévia dos agregados expostos ao sol e seu controle de umidade e peso, e a cura.

Ainda no Workshop de Produção de Estruturas Especiais, o Eng. Roberto Amaral, do Centro Tecnológico da Marinha em São Paulo, apontou os condicionantes técnico-normativos para o projeto do Prédio do Combustível do Laboratório de Geração de Energia Nucleoelétrica (Labgene), onde está sendo desenvolvido o submarino nuclear brasileiro. Entre os critérios que o projeto deve considerar, estão: sismos; explosões; acidentes; e tornados. Em seguida, o Eng. Pedro Bilesky, da PhD Engenharia, falou do estudo experimental do concreto para as estruturas do Labgene desenvolvido pela moldagem de um elemento estrutural de sacrifício, altamente armado, onde foram avaliados: os procedimentos de produção; o tempo de transporte; os procedimentos

de recebimento em canteiro; as características do concreto autoadensável; os procedimentos de aplicação; e a elevação da temperatura interna do concreto. Além de possibilitar a avaliação do desempenho das propriedades autoadensáveis do concreto, o elemento estrutural de sacrifício possibilitará acompanhar ao longo dos anos o desenvolvimento de propriedades físicas e mecânicas do concreto autoadensável e auxiliar na definição de parâmetros de vida útil das estruturas produzidas com este concreto.

O Eng. Bilesky expôs também os cuidados tomados na execução do bloco de fundação do Prédio do Combustível, como o estudo térmico, o plano de concretagem, a limpeza e regularização do topo rochoso, sua impermeabilização e a concretagem do bloco.

O 56º CBC2014 realizou ainda diversas reuniões técnicas, com destaque para as reuniões dos Comitês Técnicos e a Assembleia Geral do IBRACON, premiou os profissionais de destaque do ano e as melhores teses de doutorado sobre o concreto e promoveu seu jantar de confraternização na Arena das Dunas, onde foi realizada a premiação das equipes vencedoras nos concursos estudantis e revelados os melhores pôsteres apresentados durante o evento.

“O Congresso deve deixar uma marca muito forte em Natal, por sua riqueza de temas, com muita informação para os pesquisadores e profissionais da região. As universidades e empresas que não conheciam o evento ficaram bastante impressionadas com o nível da organização e a qualidade das discussões. Estamos muito satisfeitos com os resultados do evento”, concluiu o diretor regional do IBRACON no Rio Grande do Norte, Eng. Hênio da Fonseca Tinoco. ●



Mesa de debates com os palestrantes do Workshop de Produção de Estruturas Especiais: Suely Bueno, Carlos Brites, Bernardo Tutikian, Sandra Bertocini, Meire Stefani, Roberto Amaral e Pedro Bilesky



# Profissionais de destaque do ano

O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON homenageou, na solenidade de abertura do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, no dia 7 de outubro, no Centro de Convenções de Natal, os profissionais brasileiros que contribuíram significativamente para o desenvolvimento da engenharia civil nacional e a cadeia produtiva do concreto no país.

A indicação dos profissionais premiados foi feita por seus pares em votação aberta no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br) até agosto do ano corrente. A escolha final dos profissionais mais votados foi realizada pelo Conselho Diretor do IBRACON.

Confira os agraciados!

## Prêmios de Destaque 2014



Eng.ª Suely Bueno recebe prêmio do diretor de eventos do IBRACON, Eng. Luiz Prado

### → PRÊMIO EMILIO BAUMGART Destaque do Ano em Engenharia Estrutural

#### → SUELY BACCHERETI BUENO

- Engenheira civil formada pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), em 1975.
- Iniciou seus trabalhos com projetos de estruturas em 1973 na empresa Roberto Rossi Zuccolo Engenharia Civil e Estrutural.
- Desenvolve projetos de edifícios altos e obras especiais em concreto armado e protendido, no escritório técnico Julio Kassoy e Mário Franco Engenheiros Cíveis (JKMF), desde 1980, onde é diretora.
- Coordenadora da comissão de revisão da ABNT NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento e do CT301 - Comitê IBRACON/ABECE de Projeto de Estruturas de Concreto.
- Representante da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) nos comitês da *International Organization for Standardization (ISO): TC71 - Concrete, Reinforced Concrete and Pre-Stressed Concrete* e *TC98 - Bases for Design of Structures*.
- Presidente da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece).



Eng.ª Inês Battagin e Geol. Arnaldo Battagin, da ABCP, recebem o prêmio concedido ao tecnologista Rubens Montanari

### → PRÊMIO LIBERATO BERNARDO Destaque do Ano como Tecnologista em Laboratório de Concreto

#### → RUBENS MONTANARI

- Técnico em edificações pelos Colégios Integrados Oswaldo Cruz (1980).
- Laboratorista em controle tecnológico do concreto nos grupos de atividades de agregados, concreto fresco e concreto endurecido da Associação Brasileira de Cimentos Portland (ABCP), desde 1988.
- Realiza exames de qualificação para o Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal do IBRACON (NQCP).





Eng. George Maranhão (dir.) recebe prêmio das mãos do diretor regional do IBRACON, Eng. Hênio Tinoco

## → PRÊMIO FRANCISCO DE ASSIS BASÍLIO

Destaque do Ano em Engenharia na região do evento

### → GEORGE MARANHÃO

- Engenheiro civil formado pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), em 1997. Mestre em engenharia de estruturas pela Universidade de São Paulo (2001).
- Desenvolve projetos de estruturas de concreto armado, protendido e pré-fabricado na George Maranhão Engenharia e Consultoria Estrutural, desde 2001.
- Em 2008, recebeu menção honrosa no Prêmio Talento Engenharia Estrutural, na categoria Edificações, pelo edifício residencial Estrela do Atlântico (Natal - RN). Foi homenageado como Destaque ABECE 2013 com a obra do Estaleiro da Enseada do Paraguaçu, em Maragogipe, na Bahia.
- Participou de mais de 160 projetos no Brasil, Angola e Guiné Equatorial, totalizando mais de 1.300.000 metros quadrados de área construída.



Profª Maria Alba posa com prêmio recebido das mãos do vice-reitor da USP, Prof. Vahan Agopyan

## → PRÊMIO LUIZ ALFREDO FALCÃO BAUER

Destaque do Ano em Engenharia no campo das pesquisas do concreto e materiais constituintes

### → MARIA ALBA CINCOTTO

- Química de formação pelo Instituto de Química da Universidade de São Paulo (USP), em 1961.
- Mestre em Ciências e Doutora em Engenharia pela Escola Politécnica da USP. Especializou-se em química dos cimentos no CERILH - *Centre de Recherches de L'Industrie du Ciment e Laboratoire Central de Ponts et Chaussées*, em Paris (França), e em pozolanas, na *Università di Cagliari*, na Sardenha (Itália), com Mario Collepari. Realizou estágios breves no CERILH, Instituto Eduardo Torroja, *University of Leeds* e *Institute of Research on Construction*.
- Desenvolveu toda a sua atividade profissional até aposentadoria no IPT, atuando na Divisão de Química, Divisão de Engenharia Civil e Divisão de Edificações. Após estágio na França e Itália, implementou o Laboratório de Química de Materiais no IPT.
- Após aposentadoria, por convite dos Profs. Francisco Landi e Paulo Helene, atua como Pesquisadora convidada na Pós-Graduação e em Pós-Doutorado na USP, participando de projetos de pesquisa e da formação de Mestres e Doutores em materiais de construção.



Arq. Sérgio Teperman posa com seu prêmio ao lado do presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt

## → PRÊMIO OSCAR NIEMEYER SOARES FILHO

Destaque do ano como Arquiteto

### → SÉRGIO TEPERMAN

- Arquiteto pela Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo (USP), onde diplomou-se mestre e foi professor da disciplina de projetos.
- Trabalhou no Departamento de Novas Cidades da Prefeitura de Londres e com o arquiteto finlandês Alvar Aalto, um dos pioneiros da arquitetura moderna.
- Participou dos projetos das embaixadas da Dinamarca e da Noruega em Brasília.
- Tem experiência em edificações corporativas, onde recebeu o prêmio pelo edifício da Sistel, em Brasília, concedido pelo Instituto de Arquitetos do Brasil (IAB).
- Na área cultural, participou dos projetos premiados do Centro Cultural Alumni, em São Paulo, concedido pela Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura (ASBEA) e do SESC Sorocaba, que recebeu Certificado "Leed Gold".
- Foi presidente da ASBEA, vice-presidente do Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva (Sinaenco) e diretor do Sindicato dos Arquitetos no Estado de São Paulo.

# Teses premiadas em 2014

**F**oram também premiadas as melhores teses de doutorado sobre o concreto, na área de estruturas e de materiais, defendidas no período de 01 de março de

2012 a 28 de fevereiro de 2014, cadastradas no Banco de Teses e Dissertações no site do IBRACON.

Confira os agraciados!

## Prêmios de Teses e Dissertações 2014

### → PRÊMIO MELHOR TESE EM ESTRUTURAS

#### → TÍTULO

Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico

#### → AUTOR

Bernardo Nunes de Moraes Neto

#### → ORIENTADOR

Prof. Guilherme S. S. A. Melo

#### → UNIVERSIDADE

Universidade de Brasília (UnB)

### → PRÊMIO MELHOR TESE EM MATERIAIS

#### → TÍTULO

Estudo do comportamento à fadiga em compressão do concreto com fibras

#### → AUTOR

Arthur Medeiros

#### → ORIENTADORA

Profª Marta de Souza Lima Velasco

#### → UNIVERSIDADE

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio)



Bernardo Nunes recebe prêmio do diretor regional de comunicação do IBRACON, Eng. Manoel Negreiros (esq.)



Eng. Arthur Medeiros posa com prêmio ao lado do coordenador da Comissão Científica do 56º CBC, Eng. Flávio Salles (dir.)



# Aprender competindo nos concursos estudantis do IBRACON



Arena onde aconteceram as competições estudantis dos Concursos Técnicos do IBRACON

Com o objetivo de auxiliar o ensino e a divulgação das boas práticas construtivas, o Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON organiza anualmente concursos técnicos para os estudantes dos cursos de Engenharia Civil, Arquitetura e Tecnologia. As competições contribuem com a boa formação do jovem engenheiro, arquiteto, técnico ou tecnólogo, visando aprimorar sua qualificação para o mercado de trabalho.

Durante o 56º Congresso Brasileiro do Concreto, ocorrido de 07 a 10 de outubro, 167 estudantes de 18 instituições de ensino participaram da 21ª edição do Concurso Aparato de Proteção ao Ovo (APO), com 35 aparatos, 164 estudantes de 23 instituições competiram na 11ª edição do CONCREBOL, com 43 bolas de concreto, 135 alunos de 14 faculdades concorreram ao prêmio da 1ª edição do Concurso Concre-

to Colorido de Alta Resistência (COCAR), com 26 corpos de prova. A arena dos concursos ainda foi agraciada com a visita do ilustre Prof. Augusto Carlos Vasconcelos, que proferiu mensagens de incentivo aos alunos.

Este ano houve algumas mudanças nos Regulamentos do APO e do CONCREBOL. No caso do APO, foi permitida menor quantidade de barras longitudinais e de estribos. Quanto ao CONCREBOL, a avaliação baseou-se no fator eficiência (resistência/massa específica da bola), ao invés do fator de minoração (massa da bola). “Essas modificações foram realizadas com o intuito de estimular a competitividade entre as equipes e de tornar os concursos mais justos e atrativos”, explicou a coordenadora dos Concursos Estudantis, Enga. Jéssika Pacheco. Segundo ela, as mudanças atenderam às sugestões enviadas à Comissão dos Concursos pelos próprios estudantes.



**56** IBRACON  
Congresso Brasileiro de Concreto  
NATAL-RN 2014

Já o COCAR substituiu o concurso técnico anterior Eco-CC (Concreto Colorido Ecoeficiente). Segundo Pacheco, a Comissão entendeu que não havia sentido em limitar o fator do consumo de cimento, por não ser possível aferi-lo durante a realização do concurso Eco-CC. Com isso, propôs não restringir o consumo de cimento no concurso COCAR. “Assim, constatou-se a necessidade da modificação do nome do concurso, pois seu foco principal não seria mais a ecoeficiência do concreto”, esclareceu. Além disso, no COCAR, o corpo de prova passou a ser cúbico, no intuito de estimular os estudantes a realizarem pesquisas com essa forma geométrica.

Pôde participar todo estudante dos cursos de Arquitetura, Engenharia Civil ou Tecnologia, do Brasil e do exterior, reconhecidos pelo Ministério da Educação (MEC) ou órgão regulamentador estrangeiro equivalente, matriculado no ano letivo corrente. Foram permitidas apenas duas equipes por instituição de ensino, sem limitação quanto ao número de membros por equipe. Cada equipe contou com um professor

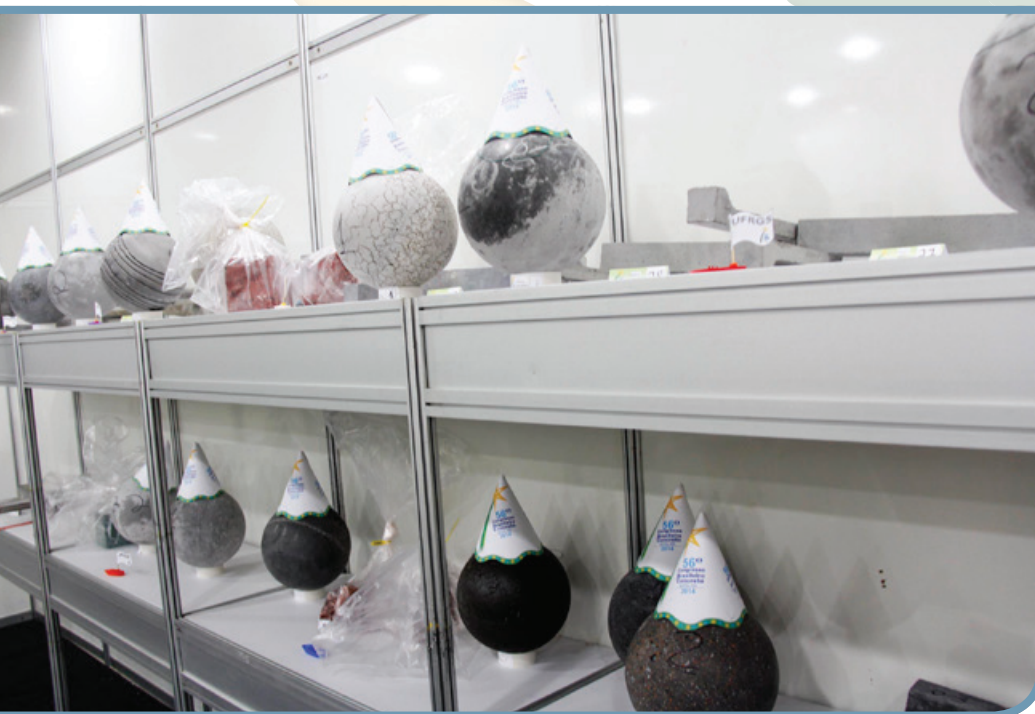
da instituição como responsável em assegurar a conformidade dos trabalhos da equipe com as regras estabelecidas nos Regulamentos de cada um dos Concursos.

Na avaliação da coordenadora, o nível dos concursos foi excelente: “os alunos sempre nos surpreendem e superam nossas expectativas ao aplicar e adaptar corretamente os conceitos de ciência e tecnologia dos materiais”.

A realização das competições aconteceu através do trabalho dedicado de membros da comissão organizadora dos Concursos, formada pelos profissionais Inês Battagin, Bernardo Tutikian, Leandro Trautwein, Sandra Bertocini, Paulo Martins, Hênio Tinoco e Ítalo Vale, bem como da equipe de apoio, composta pelos profissionais Lenilda Kerginaldo Soares, Lenilson Kerginaldo Soares, Danilo Cezar da Cunha, Gabriel Martins, Douglas Couto e Grazielle Ribeiro Vicente. Os equipamentos das competições foram gentilmente cedidos pela Emic Equipamentos e a Arena onde aconteceram os concursos foi patrocinada pela empresa Cimento Nacional.

Para as próximas edições dos concursos, Jéssika recomenda: “Fiquem atentos a todas as informações dos regulamentos, sigam todas as recomendações de seus orientadores, estudem profundamente as literaturas consagradas do material concreto, façam diversos testes, enviem todas as dúvidas e, se neste ano não tiveram o desempenho esperado, utilizem este fato como uma alavanca para alcançar o pódio nos próximos concursos!”.

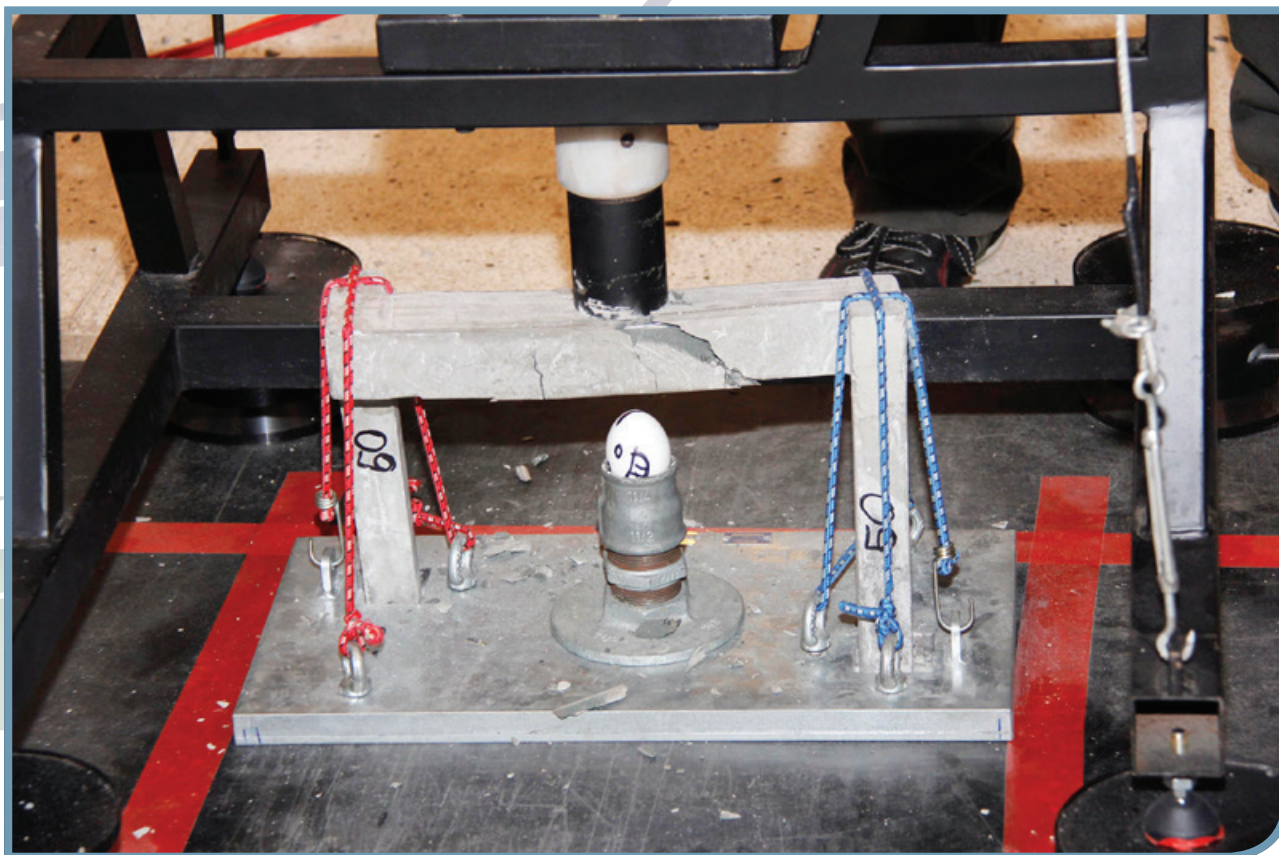
A premiação das equipes que alcançaram as três primeiras colocações em cada concurso ocorreu no Jantar de confraternização do 56º Congresso Brasileiro do Concreto. As equipes primeiro-colocadas receberam um cheque no valor de R\$ 3000,00.



Local onde foram acondicionadas as bolas, pórticos e corpos de prova após os testes



# Concurso Aparato de Proteção ao Ovo (APO)



APO sofre com carga dinâmica imposta, mas resiste ao impacto

O Aparato de Proteção ao Ovo (APO) é o concurso mais tradicional do IBRACON. A competição desafia o estudante a projetar e construir um pórtico de concreto armado, resistente às cargas crescentes de impacto produzidas em ensaio de carregamento dinâmico. A função do pórtico é proteger o ovo colocado sob ele.

Antes do ensaio, os pórticos têm suas dimensões avaliadas e suas massas determinadas. A precisão dimensional é crítica, sobretudo nas dimensões das bases, pois o pórtico deve ser encaixado no gabarito, que garante seu alinhamento com relação ao dispositivo de aplicação da carga. O aparato que não atender os requisitos de formato, geometria, dimensão e massa do Regulamento do Concurso é automaticamente desclassificado.

O ensaio de carregamento dinâmico consiste em soltar um cilindro metálico, com 50 mm de diâmetro e massa de 15 kg, de alturas progressivamente maiores, iniciando-se pela altura de 1 m. Após cada impacto, o ensaio prossegue se o APO resistir, protegendo o ovo sob ele. Dessa forma, o cilindro é solto para as alturas de 1,5 m, 2 m e 2,5 m. Caso o APO ainda resista, o cilindro é solto três vezes, encerrando-se o ensaio.

A pontuação obtida por cada equipe é a somatória das energias parciais resistidas pelo APO (carga x altura) antes de o ovo ser danificado. No caso de equipes que tenham inscrito mais de um APO, a pontuação considerada é a do melhor APO. Vence a equipe que obteve a maior pontuação. Em caso de empate, o APO com menor massa indicará a equipe vencedora.

## Premiação APO 2014



### → 1º LUGAR

#### → CENTRO UNIVERSITÁRIO DA FEI

→ **EQUIPE** – Bruno Alves Gaia, Gabriel Vicentin Pereira Lapa, Gabriela Lília Akemi Iha, Ittalo Nathan Boscache Ayache, Karen Fernandes Silva, Luciano Tadeu Pedroso Albano Pereira, Luis Paulo de Spirito Palazzolli, Pedro Amaro Baccarin, Vitor Yuri Tonon

→ **ORIENTADOR** – Kurt André Pereira Amann

→ **PONTUAÇÕES** – Massa: 3755kg | Altura de ensaio: 1,5m



### → 2º LUGAR

#### → UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO (UFPE)

→ **EQUIPE** – Ailson Farias, Alisson Almeida, Andrew Albuquerque, Arthur Pimentel, Bruna Veiga, Cleandro Alencar, Indira Cruz, Marcelo Lins, Larissa Scaff, Lucíolo Victor Magalhães, Paulo Nogueira, Pedro França, Rafael Oliveira, Rafael Girão Rios, Saulo de Queiroz

→ **ORIENTADORES** – Arnaldo Carneiro e Tibério Andrade

→ **PONTUAÇÕES** – Massa: 3953kg | Altura de ensaio: 1,5m



### → 3º LUGAR

#### → UNOESC – UNIVERSIDADE DO OESTE DE SANTA CATARINA

→ **EQUIPE** – Leonardo Consorte, Willian Ricardo Boesing, Giulian Popi Michelletto, Jonas Comassetto, Henrique Secchi, Thiago Luiz Lopes Cordeiro, Addressa Simadon, Carolina Baretta, Ana Paula Abatti

→ **ORIENTADORA** – Gislaine Luvizão

→ **PONTUAÇÕES** – Massa: 2889kg | Altura de ensaio: 1,0m



# Concurso CONCREBOL

Em sua 11ª edição, o CONCREBOL desafia o estudante a construir uma bola (esfera) de concreto leve, simétrica, com dimensões pré-estabelecidas, que seja capaz de rolar em uma trajetória retilínea. Seu objetivo é testar a habilidade dos estudantes no desenvolvimento de um método construtivo e na produção de concretos leves homogêneos com parâmetros de resistência otimizados.

O concurso é formado por quatro etapas, onde cada bola recebe suas pontuações. Na primeira, é medido o diâmetro da bola em três planos ortogonais, chegando-se ao seu diâmetro médio, que deve estar compreendido no intervalo de 207 mm a 240 mm. A partir do diâmetro médio, calcula-se o volume da bola em metros cúbicos.

Na segunda etapa, determina-se a massa da bola, que deve ser inferior a 11kg, e a massa específica do concreto usado em sua confecção, a partir da relação entre massa e volume da bola.

Na terceira etapa, avalia-se a uniformidade da bola segundo sua capacidade de rolar descrevendo uma trajetória retilínea. A bola é posicionada na marca do pênalti de uma pista de rolamento de 4 m, sendo impulsionada por um pêndulo de 20 kg com braço de alavanca de 80 cm, liberado num ângulo de 37°. Chute convertido em gol garante coeficiente 1 para a bola; enquanto o chute não convertido implica coeficiente de 0,6 para a bola.

Por fim, na quarta etapa, a bola é rompida por compressão sob velocidade de carregamento de  $0,45 \pm 0,15$

MPa/s, sendo determinada sua carga máxima de ruptura em quilonewtons (kN).

Vence o concurso a equipe que conseguir a maior pontuação final, calculada segundo a equação:

$$PF = \frac{4 \cdot \pi \cdot r^3 F}{3 \cdot M} \cdot C_1 \quad [1]$$

onde:

- PF é o valor da pontuação final;
- F é a máxima carga registrada no ensaio de resistência à compressão, em quilonewtons (kN);
- r é o raio da BOLA, calculado como a metade do diâmetro médio obtido na Etapa 1 (ver 6.2), em metros (m);
- M é a massa da BOLA, em quilogramas (kg);
- $C_1$  é o coeficiente de uniformidade.

No caso de equipes que tenham inscrito mais de uma bola, a pontuação considerada é a da bola com melhor resultado. Em caso de empate, a equipe campeã é a que concorrer com a bola com menor massa específica.



Bola de concreto bate na trave durante competição

## Premiação CONCREBOL 2014



### → 1º LUGAR

#### → INSTITUTO MAUÁ DE TECNOLOGIA

→ **EQUIPE** – Eduardo Lopez Ladeira, Ivan Infante Smaira, João Daniel Coronado Pinho, João Vitor Vaz de Souza, Gustavo Elias Khouri, Mariana Silva Serapião, Matheus Sanches dos Santos, Rodrigo Cardoso da Silva, Rodrigo Marino Goulart, Veronica Mariti Sesoko

→ **ORIENTADOR** – Fábio Selleio Prado

→ **PONTUAÇÕES** – Diâmetro médio: 219mm | Massa (M): 9,141 kg  
Massa específica: 1660kg/m<sup>3</sup> | C1: 1,0 | Carga (F): 283,39 kN  
Pontuação final (PF): 0,1707



### → 2º LUGAR

#### → UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO (UFPE)

→ **EQUIPE** – Ailson Farias, Alisson Almeida, Andrew Albuquerque, Arthur Pimentel, Bruna Veiga, Cleandro Alencar, Indira Cruz, Marcelo Lins, Larissa Scaff, Lucíolo Victor Magalhães, Paulo Nogueira, Pedro França, Rafael Oliveira, Rafael Girão Rios, Saulo de Queiroz

→ **ORIENTADORES** – Arnaldo Carneiro e Tibério Andrade

→ **PONTUAÇÕES** – Diâmetro médio: 220mm | Massa (M): 9,662 kg  
Massa específica: 1733kg/m<sup>3</sup> | C1: 1,0 | Carga (F): 231,52 kN  
Pontuação final (PF): 0,1350



### → 3º LUGAR

#### → CENTRO UNIVERSITÁRIO DA FEI

→ **EQUIPE** – Bruno Alves Gaia, Gabriel Vicentin Pereira Lapa, Gabriela Lilia Akemi Iha, Ittalo Nathan Boscache Ayache, Karen Fernandes Silva, Luciano Tadeu Pedroso Albano Pereira, Luis Paulo de Spirito Palazzolli, Pedro Amaro Baccarin, Vitor Yuri Tonon

→ **ORIENTADOR** – Kurt André Pereira Amann

→ **PONTUAÇÕES** – Diâmetro médio: 234mm | Massa (M): 10,608 kg  
Massa específica: 1581kg/m<sup>3</sup> | C1: 1,0 | Carga (F): 209,48 kN  
Pontuação final (PF): 0,1328



# Concurso Concreto Colorido de Alta Resistência (COCAR)

Em sua primeira edição, o COCAR tem o objetivo de testar a habilidade dos estudantes na preparação de concretos resistentes e coloridos. O desafio é moldar um corpo de prova cúbico, com 10 cm de aresta, usando concreto colorido, capaz de atingir altas resistências à compressão.

A competição é formada por três etapas. Na primeira etapa, são avaliadas as dimensões, massa e coloração (tonalidade) dos corpos de prova. Os corpos de prova devem ser cúbicos, com 10 cm em todas as arestas, com tolerância máxima de 0,2 cm. Segundo os gradientes de cor do concreto, avaliados em conjunto, comparativa e visualmente pela Comissão Organizadora, com auxílio da Tabela de Cores Pantone, são atribuídos coeficientes de cor aos corpos de prova participantes, que podem variar de 0,7 a 1,0. Não é aceito corpo de prova com coloração próxima ou similar ao concreto.

Na segunda etapa, os corpos de prova são rompidos por compressão axial, tendo registrada a máxima carga para sua ruptura, em quilonewtons (kN), usada para calcular a resistência do corpo de prova, segundo a equação:

$$f_c = \frac{F}{d_1 \cdot d_2} \quad [1]$$

onde:

- $f_c$  é a resistência à compressão do corpo de prova, em megapascals (MPa);
- $F$  é a máxima carga registrada no ensaio de resistência à compressão, em quilonewtons (kN);
- $d_1$  são as dimensões das arestas medidas na face de ruptura do corpo de prova, em milímetros (mm).

Na última etapa, é feita uma inspeção visual do corpo de prova rompido para comprovar sua homogeneidade, sendo verificada a

existência ou não de núcleos internos e de materiais não permitidos no Regulamento.

A pontuação final é o produto da resistência à compressão do corpo de prova pelo seu coeficiente de cor. Vence o concurso a equipe com o corpo de prova que obteve a maior pontuação final. Em caso de empate, a equipe vencedora é a do corpo de prova com menor massa.



Corpo de prova rompido

## Premiação COCAR 2014



### → 1º LUGAR

#### → UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO (UFPE)

→ **EQUIPE** – Ailson Farias, Alisson Almeida, Andrew Albuquerque, Arthur Pimentel, Bruna Veiga, Cleandro Alencar, Indira Cruz, Marcelo Lins, Larissa Scaff, Lucíolo Victor Magalhães, Paulo Nogueira, Pedro França, Rafael Oliveira, Rafael Girão Rios, Saulo de Queiroz

→ **ORIENTADORES** – Arnaldo Carneiro e Tibério Andrade

→ **PONTUAÇÕES** – Massa (M): 2,559kg | Cor (C): 1,0  
Carga (F): 1137,66kN | Arestas (d1 e d2): 99,9 e 100,2mm  
Resistência (fc): 113,65MPa | Pontuação final: 113,65MPa



### → 2º LUGAR

#### → UFPR – UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

→ **EQUIPE** – Amanda Brandenburg Pivatto, Arielly Barbosa da Silva, Ana Paula Mikos, Andrielli Scardanzan Figura, Bruno dos Santos, Edson José Amaral Junior, Ingrid Giacommelli, Luan Rodrigo de Almeida Souza, Lucas Peres de Souza, Rafael Molinari Cheang, Tatiana Nanuncio Noszczyk, Valdirene Nivello Baldo, Vinícius Hanser de Souza, Vitor Roberto Thomaz

→ **ORIENTADORES** – Marcelo Henrique Farias de Medeiros, Lígia Vitória Real e Nayara Klein

→ **PONTUAÇÕES** – Massa (M): 2,853kg | Cor (C): 1,00  
Carga (F): 1023,37kN | Arestas (d1 e d2): 100,3 e 100,1mm  
Resistência (fc): 101,93MPa | Pontuação final: 101,93MPa



### → 3º LUGAR

#### → UNILA - UNIVERSIDADE FEDERAL DA INTEGRAÇÃO LATINO-AMERICANA

→ **EQUIPE** – Delia B. F. Benitez, Elida A. González, Emerson F. Felix, Liz Gabriela Deleon Areco, Paula M. Guerra, Thays C. F. de Oliveira, Victor M. M. Gavilan

→ **ORIENTADORA** – Edna Possan

→ **PONTUAÇÕES** – Massa (M): 2,431kg | Cor (C): 1,0  
Carga (F): 1127,94kN | Arestas (d1 e d2): 100,2 e 100,3mm  
Resistência (fc): 101,47MPa | Pontuação final: 101,47MPa



# Comitês Técnicos IBRACON reúnem-se durante 56º Congresso Brasileiro do Concreto

**A**mpliar o conhecimento sobre o concreto, seus materiais constituintes, e aplicações é uma das metas do Instituto Brasileiro do Concreto, que tem buscado fortalecer seus Comitês Técnicos para cobrir de forma adequada e abrangente esse trabalho.

Atividades de pesquisa que embasem o desenvolvimento de propostas de novas normas brasileiras, assim como a elaboração de práticas recomendadas e de estudos orientados para fortalecer a participação do País nos foros internacionais de normalização (ISO), fazem parte da agenda da maior parte dos Comitês Técnicos do IBRACON.

Neste ano foram criados três novos Comitês Técnicos, possibilitando cobrir melhor o escopo de trabalho pretendido pelo IBRACON. A relação dos CTs em atividade e os trabalhos em desenvolvimento são relacionados e comentados a seguir:

- CTA – Comitê Técnico de Atividades;
- CT 101 – Gestão ambiental de concreto e estruturas de concreto;
- CT 201 – Reação álcali-agregado;
- CT 301 – Projeto de estruturas de concreto;
- CT 302 – Durabilidade e vida útil;



Engª Inês Battagin convidando os congressistas a participarem dos Comitês Técnicos do IBRACON

- CT 401 – Ensaio Mecânicos de Concreto;
- CT 402 – Ensaio não destrutivo em estruturas de concreto;
- CT 701 – Inspeção de estruturas de concreto;
- CT 801 – Atividades estudiantis.

O Comitê Técnico de Atividades (CTA) desenvolve um trabalho de gerenciamento e apoio aos demais CTs, de forma a mantê-los ativos, buscando compatibilizar o campo de atuação de cada qual e as interfaces entre eles. Além disso, estimula a participação de seus integrantes nas atividades de normalização da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e direciona o trabalho dos Comitês no sentido de fortalecer a participação brasileira nos foros internacionais de normalização.



Para o CT 201, atuar de forma proativa nos trabalhos de normalização foi uma opção escolhida para agilizar a revisão das Normas Brasileiras que tratam da avaliação e da prevenção da reação álcali-agregado (ABNT NBR 15577, seis Partes). O Comitê se empenhou durante o ano de 2014 na preparação de textos-base atualizados e pretende, já no próximo ano, entregá-los à ABNT, como uma contribuição técnica para o desenvolvimento dos trabalhos de normalização nessa área.

O CT 301, por sua vez, é um Comitê misto IBRACON/ABECE, e congrega representantes das duas entidades. Com atuação ininterrupta desde sua criação, o Comitê foi responsável não apenas pela proposição dos textos-base para a revisão da ABNT NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto) em 2003 e 2014, como também pelo desenvolvimento das Práticas Recomendadas já editadas sobre essa Norma Brasileira, tendo ainda atuado fortemente no registro da Norma como documento de validade internacional, conforme as diretrizes da ISO 19338 (*Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete*), do ISO/TC71/SC4 (*Performance requirements for structural concrete*).

O CT 101, criado este ano e instalado durante o 56º Congresso Brasileiro do Concreto, tem raízes no antigo CT 206, de Meio Ambiente, mas com um escopo ampliado, possibilitando fortalecer a atuação brasileira nos trabalhos do ISO/TC71/SC8 *Environmental Management for Concrete Structures*, cuja representação do País está a cargo do ABNT/CB18 – Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT.

É fato conhecido que a sociedade brasileira tem exigido e os órgãos públicos buscam maneiras de atender à necessidade de avaliação do estado de conservação das construções existentes. Para auxiliar no atendimento a essa demanda da sociedade, considerando o enorme potencial do concreto e a importância de adotar medidas preventivas ou corretivas para ampliar o uso dos imóveis, três Comitês do IBRACON vêm trabalhando de forma a auxiliar no estabelecimento de documentos técnicos que orientem ações de projeto, execução e uso das construções em concreto:

- o CT 302, que está desenvolvendo metodologias de ensaios ainda não normalizados no Brasil, mas utilizados em pesquisas e presentes em normas técnicas estrangeiras, visando avaliar e mensurar a Durabilidade e a Vida Útil dessas estruturas, além de contribuir positivamente nos trabalhos internacionais do ISO/TC71/SC3 (*Concrete production and execution of concrete structures*).
- o CT 402, instalado em outubro último, no 56º Congresso Brasileiro do Concreto, que atua no campo dos ensaios não destrutivos e deve propor não apenas a revisão das Normas Brasileiras existentes nessa área, mas também novas metodologias para conhecer melhor as estruturas já existentes sem danificá-las;
- o CT 701, que trata da Inspeção das Estruturas de Concreto, foi responsável pelo texto-base da norma de qualificação de Inspectores (ABNT NBR 16230), já aprovada pela Comissão de Estudo Especial que trata do tema no âmbito da ABNT (ABNT/CEE 169) e responde também pela proposta recém-elaborada para a revisão da Norma Brasileira de prova de carga em estruturas de concreto (ABNT NBR 9607), que será encaminhada à ABNT para revisão do referido documento; este Comitê tem em sua agenda de trabalho muitos desafios, dentre eles procedimentos de inspeção de estruturas especiais feitas em concreto.

Por sua vez, o CT 401, de Ensaios de Concreto, encontra-se desenvolvendo estudos que visam à utilização de corpos de prova cúbicos para a determinação da resistência à compressão do concreto. Esse formato de corpo de prova é já utilizado em outros países e pode trazer vantagens a essa avaliação, pois:

- elimina a necessidade de tratamento das bases dos corpos de prova, cuja regularização é feita principalmente pelo desbaste, retificando as superfícies de apoio para o ensaio à compressão, ou com o uso de pasta de enxofre fundida, que gera gases tóxicos, com consequentes problemas de salubridade;
- possibilita melhores condições de transporte, com menos probabilidade de dano aos corpos de prova a serem ensaiados.



- dos em locais diferentes daqueles em que foram moldados;
- facilita a estocagem nos laboratórios de controle tecnológico, ocupando menos espaço;
- facilita o controle tecnológico interno, tanto para empresas pré-fabricadoras de estruturas de concreto e também o controle tecnológico na preparação de concreto dosado em central, como se verifica em países onde essa possibilidade já está normalizada.

O estabelecimento de uma correlação adequada entre os corpos de prova cilíndricos já utilizados no País e os cúbicos de aresta 100 mm, visando atender a limitação das máquinas de ensaios (prensas) disponíveis na maior parte dos laboratórios de ensaios brasileiros, é o desafio que vem sendo enfrentado para viabilizar essa solução.

Este ano foi também reativado o Comitê de Atividades Estudantis, CT 801, que tem o importante objetivo de desenvolver os Concursos Estudantis realizados pelo IBRACON.

Sabe-se que os desafios unem as pessoas e as fazem superar seus limites. Com essa visão, anualmente o IBRACON desafia tecnicamente os futuros profissionais de engenharia, arquitetura e tecnologia, estimulando-os a conhecer, na prática, a versatilidade e o enorme potencial das soluções em concreto. Aos já famosos e consagrados APO (Aparato de Proteção ao Ovo) e CONCREBOL (Bola de Futebol feita de Concreto), somou-se, em 2014, o novo COCAR (Concreto Colorido de Alta Resistência).

Para os próximos anos pretende-se ampliar ainda mais a abrangência desse trabalho, especialmente em temas de grande importância para acelerar o desenvolvimento da indústria brasileira da construção civil, como a pré-fabricação em concreto, com a possível abertura de um Comitê Técnico misto com a ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto e da aprovação do Comitê Brasileiro de Concreto Auto Adensável, já em fase adiantada de consolidação.

Finalizando, vale ressaltar a importância da participação de toda a sociedade técnica nestas ações, pois sabemos o quanto é preciso avançar em termos de pesquisas, difusão do conhecimento e normalização técnica. O IBRACON convida todos os sócios a participarem de seus Comitês Técnicos, cujo escopo e detalhes dos trabalhos em desenvolvimento podem ser obtidos a partir do site da entidade ([www.site.ibracon.org.br](http://www.site.ibracon.org.br)).

**ENG<sup>a</sup> INÊS L. S. BATTAGIN**  
SUPERINTENDENTE DO  
ABNT/CB-18 E DIRETORA  
TÉCNICA DO IBRACON



Estudantes acompanham ensaio dos Concursos Estudantis realizado na Arena das Competições

# Viabilidade econômica do projeto de edifícios em concreto armado capaz de permitir a ruptura de qualquer um de seus pilares

---

RONALDO BURGOS FILHO – PROFESSOR  
AESGA – AUTARQUIA DE ENSINO SUPERIOR DE GARANHUNS

ROMILDE ALMEIDA DE OLIVEIRA – PROFESSOR DOUTOR  
UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO

---

## 1. INTRODUÇÃO

**A**tualmente edifícios comerciais e residenciais são projetados estruturalmente sem prever as conseqüências da ruptura de alguns elementos estruturais importantes para a estabilidade. Recentemente, no Brasil e no mundo, ocorreram diversos acidentes de grandes proporções gerando prejuízos econômicos, vítimas fatais e com sequelas, onde nas análises das causas foram constatadas que as rupturas se originaram em elementos estruturais isolados, desencadeando o colapso progressivo.

Conforme a Norma Brasileira ABNT NBR 13.531:1995, a elaboração de projeto de edificação é entendida como “a determinação e representação prévias dos atributos funcionais, formais e técnicos de elementos de edificação a construir, a pré-fabricar, a montar, a ampliar, etc., abrangendo os ambientes exteriores e interiores e os projetos de elementos da edificação e das instalações prediais”.

A primeira etapa de um projeto estrutural consiste em definir os elementos da construção que farão parte da estrutura, escolher os elementos que resistirão às ações e definir nesta fase o sistema estrutural adotado e os respectivos materiais. A análise de uma estrutura consiste em determinar esforços solicitantes e deslocamentos por meio de modelos matemáticos (FONTES et. al., 2005).

O colapso progressivo ocorre quando a estrutura tem o seu padrão de cargas ou condições de contorno alterados, de tal forma que outros elementos estruturais são carregados para além das suas capacidades, levando-os à falha (SASANI & KROPELNICKL, 2008). A norma BS 5950 - 1:2000 (2001) considera a existência de colapso progressivo quando há um efeito desproporcional que afete mais de 15% na projeção horizontal e em mais de dois pavimentos na vertical.

Existem também as ações excepcionais que podem provocar colapso em estruturas devido a ex-



plosões, colisão de veículos ou aviões, tornados ou outras ações ambientais extremas. São os erros de projeto e de construção os responsáveis pela maioria dos danos e colapsos nos edifícios, e não a variabilidade das ações e das resistências, como se poderia supor (LARANJEIRAS, 2010).

É cada vez mais comum a construção de prédios altos e esbeltos com pequeno número de pilares. Essas características, no caso de haver ruptura brusca em um dos apoios, podem agravar a situação significativamente. Plataformas marinhas *offshore* de petróleo são projetadas de tal forma que, havendo a ruptura de um dos elementos de apoios, como estacas, no caso de jaquetas, ou amarras, para as plataformas flutuantes, os  $n-1$  elementos remanescentes assegurem a estabilidade do conjunto, evitando o colapso da estrutura. Baseado neste conceito, o presente estudo visa encontrar condições de projeto de edifícios em que a estabilidade seja assegurada em caso de perda de um dos pilares, aumentando assim a robustez e permitindo que a estrutura sobreviva a situações imprevisíveis ou não usuais. O trabalho apresenta uma aplicação ao caso de um edifício com estrutura de concreto armado, projetado de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014. É feita a análise de verificação da viabilidade técnica e econômica da solução

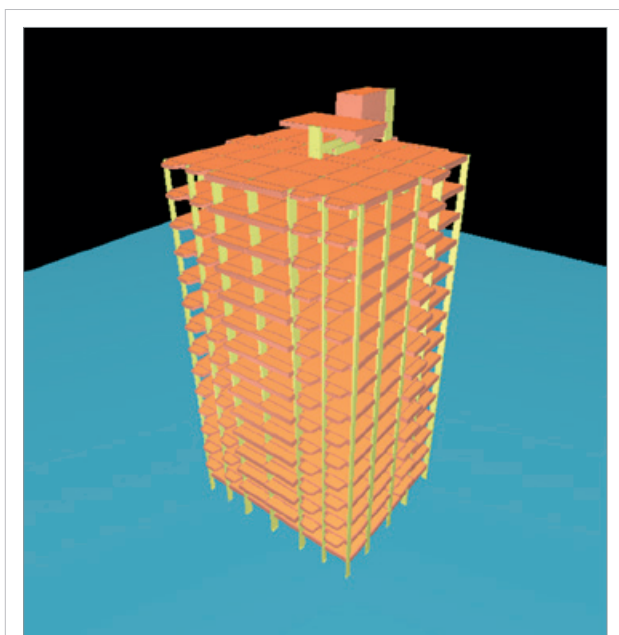


Figura 1 – Representação 3D do edifício em concreto armado

adotada. A norma brasileira não traz recomendações quanto ao colapso progressivo para as estruturas, no caso geral. Traz apenas para o caso de lajes sem vigas. Deve-se levar em consideração que o colapso progressivo é um risco real nas estruturas brasileiras e merece um maior destaque nas referências normativas nacionais.

## 2. PROCEDIMENTOS UTILIZADOS NA ELABORAÇÃO DO PROJETO ROBUSTO

Com o objetivo de apresentar um modelo de projeto estrutural capaz de permitir a ruptura de qualquer de seus pilares (ou eventualmente mais de um), em qualquer nível do edifício, mantendo sua estabilidade e viabilidade econômica, foram elaborados dois tipos de projeto de um mesmo edifício. O primeiro modelo apresenta características de um projeto estrutural convencional; o segundo, de um projeto estrutural com reforço tal que permita o colapso de qualquer um dos pilares em qualquer posição ao longo da altura.

### 2.1 MODELO ESTRUTURAL CONVENCIONAL

A estrutura em concreto armado do edifício projetado de acordo com a norma atual contém 17 níveis constituídos de subsolo, pilotis, 12 pavimentos-tipo, cobertura, níveis do fundo e tampa do reservatório superior.

Considerou-se sobrecarga  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , carga permanente (CP) de  $2,0 \text{ kN/m}^2$  e  $5,5 \text{ kN/m}$  equivalente à carga das paredes, e a velocidade do vento considerada foi de  $30 \text{ m/s}$ , de acordo com a norma ABNT NBR 6123. A figura 2 apresenta a planta baixa dos pavimentos-tipo da estrutura convencional de referência. Os pisos do subsolo, pilotis e cobertura possuem estruturas semelhantes às do pavimento-tipo.

Foi considerado concreto convencional com resistência característica  $f_{ck}$  de  $30 \text{ MPa}$ , fornecidos por concretreira e aços do tipo CA-50 e CA-60.

Após o lançamento completo da estrutura no programa utilizado, foi realizada a análise da estrutura considerada engastada nas fundações em sapatas. Em seguida, este cálculo com seus respectivos resultados foram salvos para serem utilizados posteriormente como referência em

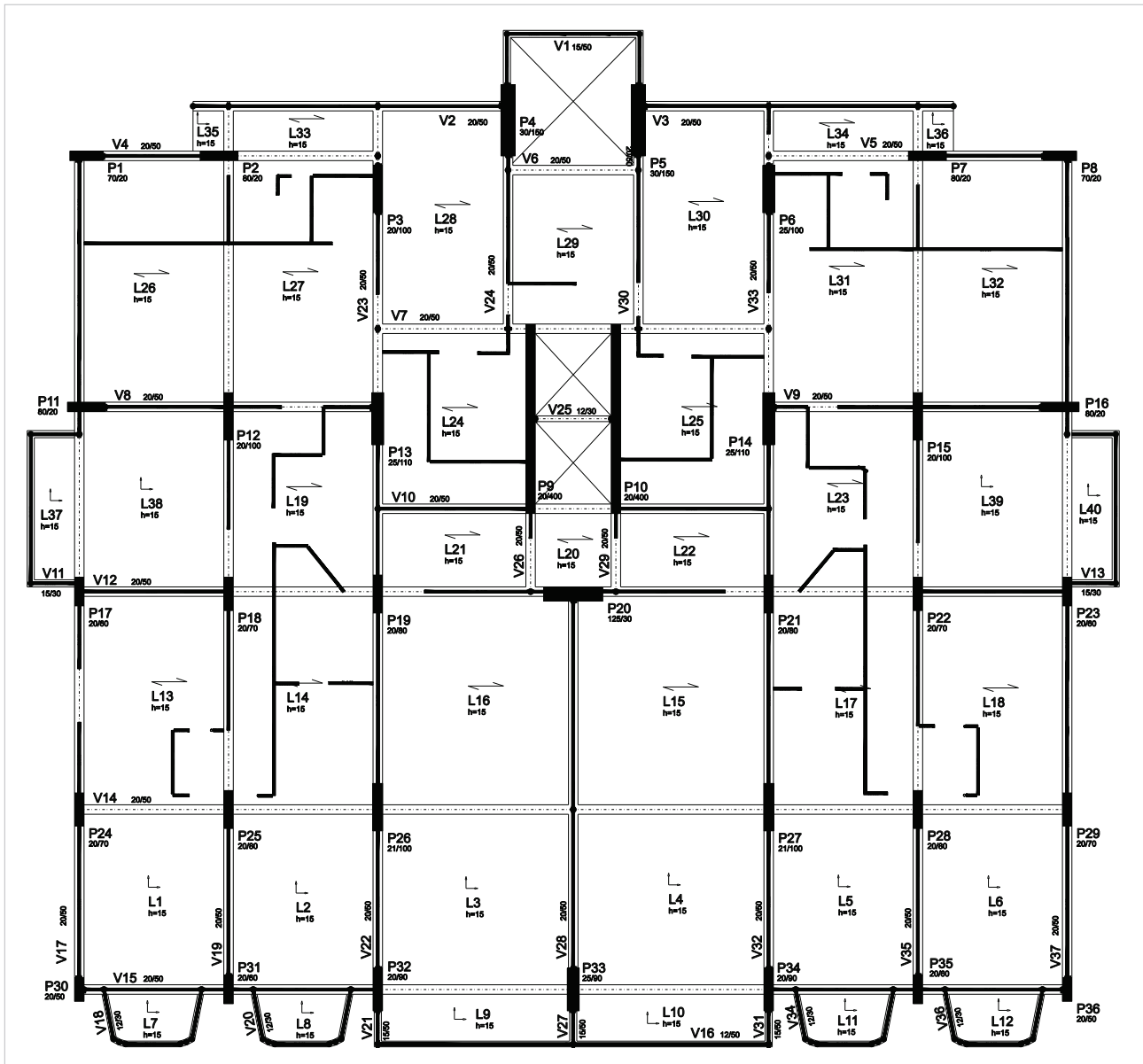


Figura 2 – Forma do pavimento-tipo do edifício considerado

comparação com o modelo de cálculo e o projeto estrutural robusto.

## 2.2 MODELO ESTRUTURAL ROBUSTO

Na elaboração do projeto robusto do edifício, a partir do modelo convencional e conservando todas suas características arquitetônicas, iniciaram-se simulações de rompimento dos pilares, um a um, considerando cada nível do edifício. Foram registradas as cargas verticais máximas e momentos fletores atuantes (Tabela 01) nos pilares, suas respectivas

armações (taxa de aço em cada seção) e dimensões. Isto corresponde, no mínimo, a 526 execuções do programa.

Os colapsos dos pilares foram simulados retirando-se a barra correspondente ao nível da estrutura onde se considera o pilar rompido. Esta modelagem reproduz a redistribuição das cargas em consequência do rompimento do elemento estrutural. O software, quando recalcula a estrutura, desconsidera todas as fôrmas e armações anteriores, refazendo todos os procedimentos conforme a nova situação da estrutura.

De acordo com o registro dos esforços de todas as possíveis formas de ruptura, foi realizado o dimensionamento e



armação final dos pilares, onde foi adotado o critério da área de aço estar situada próximo de 4%, para que nas regiões das emendas não seja ultrapassado o limite máximo de 8%,

conforme recomendado pela norma ABNT NBR 6118:2014.

As armações das vigas geradas pelo programa de cálculo foram gravadas, compreendendo todos os tipos de

Tabela 1 – Registro das dimensões, cargas máximas e suas respectivas armações nos pilares

CAA	Projeto original (referência)					Projeto submetido às simulações						
						Variações na base				Até piso 4	Do piso 5 ao 8	Do piso 9 ao último
	Pilar	N (tf)		Base (x)	Alt. (y)	A <sub>s</sub> (%)	N (tf)		Base (x)	Alt. (y)	A <sub>s</sub> (%) Adotado	A <sub>s</sub> (%) Adotado
Mx (t.m)		My (t.m)	Mx (t.m)				My (t.m)					
P1	152,74		50	20	4,40	247,74		70	20	4,13	2,92	1,05
	0,14	0,60				8,73	2,66					
P2	209,95		50	20	4,40	334,97		80	20	3,75	4,29	2,16
	0,17	0,66				6,31	0,66					
P3	251,44		20	60	5,25	481,23		20	100	3,21	4,37	2,93
	0,20	0,69				1,76	5,83					
P4	304,98		20	70	4,95	481,60		22	100	2,67	2,67	2,67
	0,34	1,25				4,92	1,29					
P5	341,59		20	70	4,95	399,28		22	100	2,67	2,67	2,67
	0,34	1,25				4,92	1,29					
P6	298,93		20	60	5,78	437,43		25	100	3,26	4,37	2,92
	0,20	0,69				1,76	5,83					
P7	208,27		50	20	4,40	344,50		70	20	3,75	4,29	2,16
	0,17	0,66				6,31	0,66					
P8	150,14		50	20	4,40	397,71		60	20	4,13	2,92	1,05
	0,14	0,60				8,73	2,66					
P9	400,25		20	80	2,75	314,28		20	400	0,42	0,42	0,42
	PP	PP				PP	PP					
P10	624,74		20	80	2,75	309,96		20	400	0,42	0,42	0,42
	PP	PP				PP	PP					
P11	221,09		50	20	4,40	320,69		70	20	3,12	4,05	2,06
	0,49	0,21				8,23	0,93					
P12	278,43		20	60	1,67	414,60		20	100	3,76	3,12	0,88
	0,00	0,55				3,40	4,20					
P13	292,48		20	70	4,95	362,47		20	100	3,00	3,56	0,46
	0,00	0,65				3,86	4,73					
P14	359,69		20	70	4,95	443,60		25	110	3,00	3,56	0,46
	0,00	0,65				0,00	0,65					
P15	264,98		20	60	1,67	369,38		20	80	3,76	3,12	0,63
	0,00	0,55				3,40	4,20					
P16	216,95		50	20	4,40	301,19		80	20	3,12	4,05	2,06
	0,49	0,21				8,23	0,93					
P17	198,04		20	50	4,40	267,70		20	60	4,17	3,03	0,96
	0,33	0,50				2,93	3,65					
P18	274,77		20	60	3,33	329,51		20	70	4,13	4,24	2,00
	0,00	0,51				1,82	4,29					

simulação de rompimento possíveis dos pilares, com o objetivo de registrar e considerar a maior armação necessária para atender os esforços solicitantes.

### 3. COMPARATIVO DE CUSTOS DOS PROJETOS

Foram impressos os relatórios de insumos do projeto estrutural convencional (tabela 2) e do projeto

Tabela 1 – Registro das dimensões, cargas máximas e suas respectivas armações nos pilares (cont.)

CAA	Projeto original (referência)					Projeto submetido às simulações						
						Variações na base				Até piso 4	Do piso 5 ao 8	Do piso 9 ao último
	N (tf)		Base (x)	Alt. (y)	A <sub>s</sub> (%)	N (tf)		Base (x)	Alt. (y)	A <sub>s</sub> (%) Adotado	A <sub>s</sub> (%) Adotado	A <sub>s</sub> (%) Adotado
Pilar	Mx (t.m)	My (t.m)				Mx (t.m)	My (t.m)			Mx (t.m)	My (t.m)	A <sub>s</sub> (%) Adotado
P19	280,79 0,00	0,72	20	60	4,73	349,17 2,29	6,43	20	80	3,75	3,68	1,33
P20	380,15 2,39	0,00	80	20	5,12	435,91 4,25	0,00	125	30	0,80	0,63	0,63
P21	277,32 0,00	0,72	20	60	4,73	318,41 2,29	6,43	20	80	3,75	3,57	1,26
P22	269,86 0,00	0,51	20	60	3,67	327,35 1,82	4,29	20	70	4,13	4,24	2,00
P23	202,32 0,33	0,50	20	50	2,00	273,86 2,93	3,65	20	60	4,17	3,03	0,96
P24	181,31 0,43	0,00	20	70	1,79	240,48 3,24	3,42	20	70	2,59	1,13	0,46
P25	275,60 0,00	0,00	20	70	3,14	330,23 2,43	3,76	20	80	4,33	3,57	0,80
P26	339,36 1,27	0,00	20	60	2,08	440,27 1,64	5,36	21	100	4,29	3,75	2,46
P27	334,49 1,27	0,00	20	60	2,08	509,44 1,64	5,36	21	100	4,29	3,75	2,46
P28	275,57 0,00	0,00	20	70	3,14	386,44 2,43	3,76	20	80	4,33	3,57	0,80
P29	187,35 0,43	0,00	20	70	1,79	239,86 3,24	3,42	20	70	2,59	1,13	0,46
P30	141,88 0,16	0,16	20	50	1,00	194,64 3,52	4,02	20	50	3,00	1,66	0,96
P31	215,47 0,00	0,61	20	50	2,00	286,84 1,96	4,99	20	60	4,29	3,70	1,20
P32	262,11 0,00	0,83	20	50	1,50	411,87 3,71	8,76	20	90	4,44	3,75	3,76
P33	398,68 0,00	3,67	20	70	4,95	494,02 3,08	4,42	20	100	4,00	3,91	1,99
P34	261,24 0,00	0,83	20	50	1,50	396,41 3,71	8,76	20	80	4,44	3,75	3,76
P35	215,25 0,00	0,61	20	50	2,00	257,71 1,96	4,99	20	60	4,29	3,70	1,20
P36	141,76 0,16	0,16	20	50	1,00	198,04 3,52	4,02	20	50	3,00	1,66	0,96



Tabela 2 – Quantidades da estrutura - projeto estrutural de referência

<b>Total da estrutura - superfície total: 6174,57 m<sup>2</sup></b>			
<b>Elemento</b>	<b>Fôrmas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Aço (kg)</b>
Lajes maciças	2062,82	299,26	11.335,00
Lajes pré-fabricadas	3421,32	353,51	6.710,00
Vigas - Fundo	596,31	258,31	13.858,00
Vigas - Fôrma lateral	3.101,66	-	-
Pilares	1.828,50	149,60	32.217,00
Escadas	153,66	13,90	1.907,00
<b>Total</b>	<b>11.164,27</b>	<b>1.074,58</b>	<b>66.027,00</b>
Índices (por m <sup>2</sup> )	1,81	0,17	10,69

estrutural com reforço (tabela 3). Considerando os valores de custo fornecidos pela tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), de setembro de 2014, resultou a tabela comparativa dos custos (tabela 4).

#### 4. CONCLUSÕES

Este trabalho foi desenvolvido através de um procedimento de cálculo com a finalidade de proteger a estrutura de um edifício em concreto armado do colapso progressivo dos pilares. A solução em projeto permite a ruptura de um pilar, em qualquer nível da edificação. Os n-1 pilares remanescentes serão capazes de absorver a redistribuição dos esforços, mantendo a estabilidade da estrutura.

Uma consequência importante é que, na hipótese de colapso de um pilar, qualquer que seja a posição, a sua recuperação poderá ser efetuada com segurança para os usuários e para os profissionais que estiverem participando da intervenção. Em situações extremas, como as aqui con-

sideradas, a tentativa de recuperação da edificação poderá causar fatalidades, por não ser possível uma efetiva avaliação do risco oferecido pela obra durante os serviços. Foi o caso do acidente com o Edifício Areia Branca, situado na região metropolitana do Recife, PE.

Verificou-se que o incremento total no custo da estrutura analisada foi de aproximadamente 64%. Tendo em vista que o custo de uma estrutura é da ordem de 25% do custo total da edificação, resulta que é de aproximadamente 16% o incremento do custo da obra ou da unidade habitacional. Esta variação do custo tem pequena oscilação de acordo com a variação de preços dos insumos e da mão de obra.

Considera-se que esse aumento no custo em cada unidade é perfeitamente justificável diante da relação custo-benefício devida à segurança introduzida pelo reforço estrutural. Ele representa cerca de 30% do custo de manutenção da unidade, considerando uma vida útil de 50 anos e é comparável - até inferior - ao custo do seguro habitacional no mesmo período.

Tabela 3 – Quantidades da estrutura - projeto estrutural robusto

<b>Total obra - superfície total: 6166,31 m<sup>2</sup></b>			
<b>Elemento</b>	<b>Fôrmas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Aço (kg)</b>
Lajes maciças	2.020,37	293,18	13.942,00
Lajes pré-fabricadas	3.401,03	351,47	8.418,00
Vigas - Fundo	632,43	360,18	78.250,00
Vigas - Fôrma lateral	3.046,73	-	-
Pilares	2.806,40	245,62	74.928,00
Escadas	153,66	13,90	1.907,00
<b>Total</b>	<b>12.060,62</b>	<b>1.264,35</b>	<b>177.445,00</b>
Índices (por m <sup>2</sup> )	1,931	0,203	28,47

Tabela 4 – Comparativo dos custos entre os dois tipos de estruturas

Projeto convencional de referência			
Elemento	Fôrmas (m <sup>2</sup> )	Concreto (m <sup>3</sup> )	Aço (kg)
Lajes maciças	2.062,82	299,26	11.335
Lajes pré-fabricadas	3.421,32	353,51	6.710
Vigas – Fundo	596,31	258,31	13.858
Vigas – Fôrma lateral	3.101,66	-	-
Pilares	1.828,5	149,6	32.217
Escadas	153,66	13,9	1.907
<b>Total</b>	<b>11.164,27</b>	<b>1.074,58</b>	<b>66.027</b>
<b>Custo unitário</b>	<b>R\$ 21,53</b>	<b>R\$ 311,44</b>	<b>R\$ 4,22</b>
<b>Custo</b>	<b>R\$ 240.366,73</b>	<b>R\$ 334.667,20</b>	<b>R\$ 278.633,94</b>
<b>Custo total</b>		<b>R\$ 853.667,87</b>	

Projeto robusto			
Elemento	Fôrmas (m <sup>2</sup> )	Concreto (m <sup>3</sup> )	Aço (kg)
Lajes maciças	2.023,38	293,6	13.742
Lajes pré-fabricadas	3.407,52	352,14	8.418
Vigas – Fundo	623,26	354,31	78.250
Vigas – Fôrma lateral	3.046,73	-	-
Pilares	2.806,4	229,64	74.928
Escadas	153,66	13,9	1.907
<b>Total</b>	<b>12.060,95</b>	<b>1.250,45</b>	<b>17.7245</b>
<b>Custo unitário</b>	<b>R\$ 21,53</b>	<b>R\$ 311,44</b>	<b>R\$ 4,22</b>
<b>Custo</b>	<b>R\$ 259.672,25</b>	<b>R\$ 389.440,15</b>	<b>R\$ 747.973,90</b>
<b>Custo total</b>		<b>R\$ 1.397.086,30</b>	

Variação de preços			
Fôrmas	Concreto	Aço	Custo total
8%	16%	168%	64%

## Referências Bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 13.531: Elaboração de Projetos de Edificações. ABNT. Rio de Janeiro, 1995.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. ABNT. Rio de Janeiro, 2014.
- [03] BS 5950-1:2000. Structural use of steel in building – Part: Code of practice for design – Rolled and welded sections. British Standards Institution (BSI). London, 2001.
- [04] FONTES F. F.; PINHEIRO L. M.; BITTENCOURT T. Conceitos de Análise estrutural. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo IBRACON, 2005. Vol. 1, p.109 - 141.
- [05] LARANJEIRAS, A. C. R., Colapso Progressivo dos Edifícios - Breve introdução, ABENC-B. Bahia, 2010.
- [06] SASANI, M.; KROPELNICKL, J., Progressive Collapse Analysis of an RC Structure. Struct. Design Tall Spec. Build. 17, 757-771. Boston, 2008.
- [07] SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Caixa Econômica Federal. Setembro, 2014. ●



# Avaliação de conforto humano sobre pisos de edificações de concreto armado submetidos a ações humanas rítmicas

---

JOSÉ G. S. DA SILVA – PROFESSOR DOUTOR  
 ELVIS D. C. LOPES – BOLSISTA DE PÓS-DOUTORADO  
 CÁSSIO M. R. GASPAS – ALUNO DE DOUTORADO  
 UNIVERSIDADE ESTADUAL DO RIO DE JANEIRO (UERJ)

---

## 1. INTRODUÇÃO

Com base na evolução das ferramentas numérico-computacionais, dos métodos executivos e, bem como, das características dos materiais empregados atualmente na construção civil, sistemas estruturais de pisos de edificações de concreto armado têm sido projetados de forma arrojada, com elevados índices de esbeltez e produzindo modificações importantes no que diz respeito aos estados limites último e de utilização.

No que tange aos critérios de resistência e estabilidade desse tipo de sistema estrutural (pisos de concreto), percebe-se que esses têm atendido aos estados limites últimos. Entretanto, em relação ao estado limite de utilização, tem-se verificado um aumento considerável dos problemas de engenharia associados à vibração dos pisos de concreto, quando submetidas a excitações dinâmicas induzidas por pessoas.

Cabe ressaltar que o estudo do comportamento de pisos submetidos a cargas dinâmicas é atualmente um tema bastante explorado por diversos pesquisadores, tais como: BACHMANN et al., 1995; FAISCA, 2003; MURRAY et al., 2003. Assim sendo, este trabalho de pesquisa objetiva o estudo

da resposta dinâmica de pisos de concreto, submetidos a ações dinâmicas rítmicas induzidas por seres humanos, tal como ocorre em academias de ginástica. Objetiva-se, ainda, estudar a adequabilidade desse tipo de estrutura no que se refere aos critérios de conforto humano, propondo atitudes e recomendações racionais de projeto, de forma a se evitar a ocorrência de vibrações excessivas que possam vir a causar desconforto aos usuários.

## 2. VIBRAÇÃO DE PISOS SUBMETIDOS A ATIVIDADES HUMANAS RÍTMICAS

### 2.1 MODELO DE CARREGAMENTO I (MC-I)

O modelo de carregamento I (MC-I) empregado nesta investigação foi desenvolvido para simular as excitações dinâmicas humanas rítmicas com base nos resultados obtidos experimentalmente por FAISCA (2003). A representação matemática deste tipo de carregamento dinâmico é feita por meio da função Hanning, dada pela Equação (1). A Figura 1 facilita o entendimento da função matemática adotada, pois esta ilustra os dois intervalos de tempo significativos da

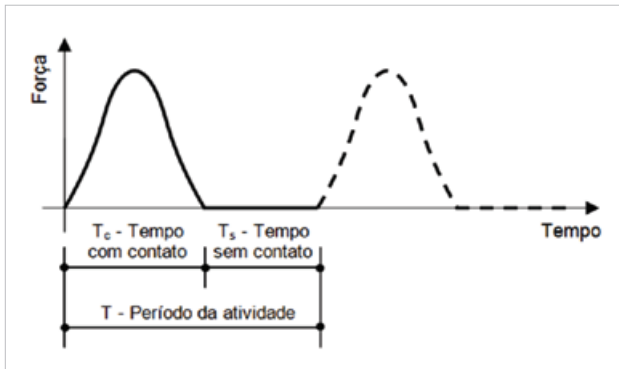


Figura 1 – Intervalos de tempo da função adotada (FAISCA, 2003)

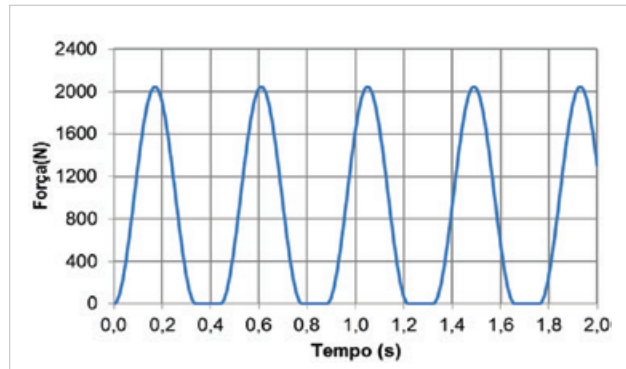


Figura 2 – Sinais de força no tempo para atividade aeróbica (T=0,44s, T<sub>c</sub>=0,34, K<sub>p</sub>=2,78 e CD= 0,93)

referida função. Ressalta-se que a força dinâmica normalizada (FDN) é representada na ordenada da Figura 1.

$$F(t) = CD \left\{ K_p P \left[ 0,5 - 0,5 \cos \left( \frac{2\pi t}{T_c} \right) \right] \right\} \quad \text{Para } t \leq T_c \quad [1]$$

$$F(t) = 0 \quad \text{Para } T_c \leq t \leq T$$

Onde:

F(t) : representação matemática do carregamento no tempo em (N);

CD : coeficiente de defasagem;

K<sub>p</sub> : coeficiente de impacto;

P : peso da pessoa em (N);

T : período da atividade em (s);

T<sub>c</sub> : período de contacto da atividade em (s);

t : tempo em (s).

A Tabela 1 apresenta os parâmetros experimentais utilizados por FAISCA (2003) no que tange a três tipos distintos de atividades humanas rítmicas.

A Figura 2 apresenta um exemplo do sinal da força no tempo correspondente à atividade de ginástica aeróbica. Para tal, foram utilizados os seguintes parâmetros: T= 0,44s, T<sub>c</sub>= 0,34s e K<sub>p</sub>= 2,78, CD=0,93 e o peso de cada indivíduo (P) é considerado igual a 800N.

## 2.2 MODELO DE CARREGAMENTO II (MC-II)

O segundo modelo de carregamento utilizado nesta investigação foi proposto por MURRAY et al. (MURRAY et al., 2003) e tem por objetivo simular a excitação dinâmica produzida por atividades humanas. A modelagem do carregamento dinâmico é feita mediante representação por meio de uma série de Fourier com três termos associados às componentes de três harmônicos, de acordo com a Equação (2).

$$F(t) = P + P \left[ \sum_{i=1}^n \alpha_i \cos (2\pi f_p t + \phi_i) \right] \quad [2]$$

Onde:

F(t) : representação matemática para o carregamento no tempo (N);

P : peso da pessoa (N);

n : número de harmônicos considerados para representar a atividade humana;

φ<sub>i</sub> : ângulo de fase entre o i-ésimo e o primeiro harmônico.

α<sub>i</sub> : coeficiente dinâmico do i-ésimo harmônico da frequência da força;

Tabela 1 – Parâmetros utilizados na análise. FAISCA (2003)

Atividades	T (s)	T <sub>c</sub> (s)	K <sub>p</sub>
Saltos à vontade	0,44±0,15	0,32±0,09	3,17±0,58
Ginástica aeróbica	0,44±0,09	0,34±0,09	2,78±0,60
Show/torcida	0,37±0,03	0,37±0,03	2,41±0,51

Tabela 2 – Coeficientes dinâmicos.  
MURRAY et al. (2003)

Harmônico i	Frequência da atividade $f_p$ (Hz)	Coefficiente dinâmico $\alpha_i$
1	2,0 - 2,75	1,5
2	4,0 - 5,50	0,6
3	6,0 - 8,25	0,1

i : número do i-ésimo harmônico da frequência da força;  
 $f_p$  : frequência do passo da atividade humana (Hz).

Os valores recomendados para os coeficientes dinâmicos e as respectivas faixas de frequências para cada harmônico são fornecidas pela Tabela 2. Os valores dos ângulos de fase utilizados nas análises correspondem a  $\phi_1 = \phi_2 = \phi_3 = 0$ . Esses valores levaram à forma mais próxima do carregamento estudado, correspondente a ginástica aeróbica.

A título de exemplo, a Figura 3 ilustra a variação da ação dinâmica, ao longo do tempo, com base no emprego do presente modelo de carregamento dinâmico e considerando-se uma frequência de excitação  $f_p = 2,27\text{Hz}$  e os parâmetros apresentados na Tabela 2.

### 2.3 MODELO DE CARREGAMENTO III (MC-III)

O terceiro modelo de carregamento utilizado para representar a ação dinâmica humana foi proposto pelo boletim de informação do CEB (CEB, 1993), sendo expresso, também, por meio de uma série de Fourier com três termos associados às componentes de três harmônicos, de acordo

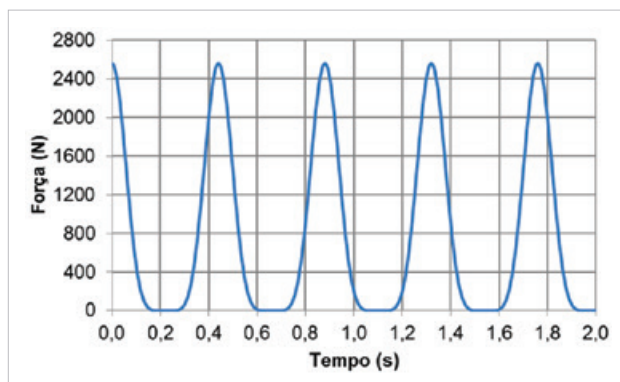


Figura 3 – Sinais de força no tempo para atividade aeróbica (MC-II)  
( $f_p = 2,27$ ;  $\phi = 0$ ;  $\alpha_1 = 1,5$ ;  $\alpha_2 = 0,6$ ;  $\alpha_3 = 0,1$ )

com a Equação (3). Cabe ressaltar que todas as informações pertinentes a este modelo de carregamento dinâmico, contidas no boletim do CEB (CEB, 1993), foram publicadas, também, por BACHMANN et al. (BACHMANN et al., 1995).

$$F(t) = P_0 + \sum \Delta_i P_0 \text{sen}(2i\pi f_p t - \phi_i) \quad [3]$$

Onde:

$F(t)$  : função de carregamento variando no tempo (N);

$P$  : peso de uma pessoa (N);

$\Delta_i$  : coeficiente de Fourier para o harmônico;

$\Delta_i P_0$  : amplitude da Força do harmônico;

$f_p$  : frequência do passo humano (Hz);

$\phi_i$  : ângulo de fase para o harmônico i.

A formulação proposta pelo CEB (1993) considera apenas três harmônicos na composição da ação dinâmica. Os coeficientes dinâmicos e os ângulos de fase associados a estes harmônicos estão expressos na Tabela 3.

Na Tabela 3, a variável  $t_p$  representa o período de contato dos pés com o solo. Utilizando-se os parâmetros descritos na Tabela 3 e considerando-se uma frequência de excitação  $f_p = 2,27\text{Hz}$  e um período de contato  $t_p = 0,15\text{s}$  (BACHMANN & AMMANN, 1987), a variação da ação dinâmica humana rítmica, ao longo do tempo, pode ser ilustrada pela Figura 4.

### 3. MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

O modelo estrutural investigado diz respeito a um sistema tradicional de concreto armado formado por lajes, vigas e pilares. O piso possui dimensões (eixo a eixo de pilares) iguais a 18 m x 20 m, área total de 360 m<sup>2</sup> e pilares com pé-direito de 4 m, conforme ilustrado nas Figuras 5 e 6. A Tabela 4 apresenta as propriedades geométricas

Tabela 3 – Coeficientes dinâmicos para pulo normal. CEB (1993)

Harmônico i	Coefficiente dinâmico $\alpha_i$	Ângulo de fase ( $\phi_i$ )
1	1,80	0
2	1,30	$\pi(1-f_p t_p) = 2,07$
3	0,70	$\pi(1-f_p t_p) = 2,07$



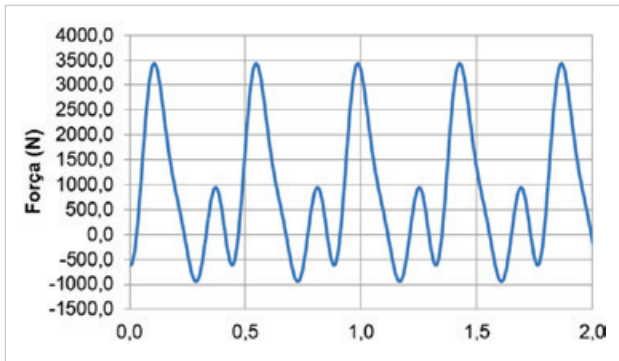


Figura 4 – Sinais de força no tempo para atividade aeróbica (MC-III) ( $f_p=2,27$ ;  $\phi_1=0$ ;  $\phi_2=2,07$ ;  $\phi_3=2,07$ ;  $\alpha_1=1,80$ ;  $\alpha_2=1,30$ ;  $\alpha_3=0,70$ )

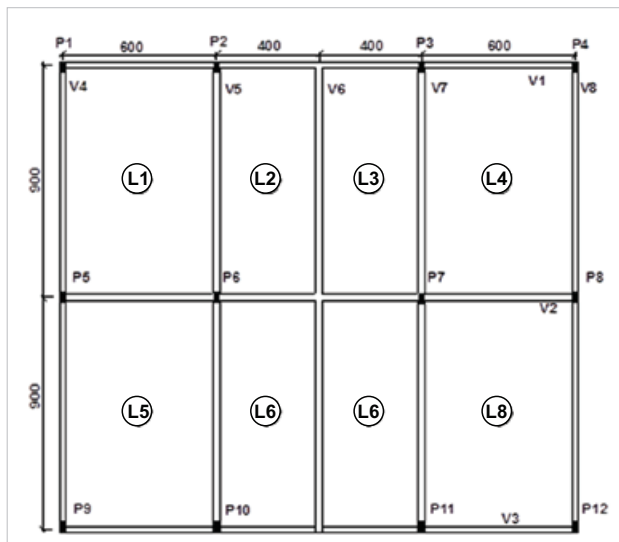


Figura 5 – Planta baixa do piso investigado. Cotas em (cm)

das vigas e pilares. As lajes de concreto armado possuem uma espessura de 15 cm. O concreto adotado tem uma resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) aos 28 dias de 35 MPa, módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) de 28,2 GPa,

coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,2 e massa específica de 2550 kg/m<sup>3</sup>, de acordo com a NBR 6118 (2007). Observa-se que o sistema estrutural atende ao estado limite último de acordo com a NBR 6118 (2007).

## 4. MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Os modelos numérico-computacionais foram desenvolvidos utilizando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS (ANSYS, 2007). Ressalta-se que, ao longo da modelagem, foi considerado um comportamento elástico-linear para o material concreto armado. A Figura 7 ilustra o modelo computacional utilizado ao longo da presente investigação.

## 5. ANÁLISE MODAL: FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

De acordo com a análise de vibração livre realizada com base no emprego do programa ANSYS (2007) sobre o modelo estrutural em estudo, foram obtidos os valores das sete primeiras frequências naturais (autovaleores) e os respectivos modos de vibração (autovetores) correspondentes ao piso de concreto armado, de acordo com a Tabela 5. Destaca-se, ainda, que a massa solidária

Tabela 4 – Características geométricas das vigas e pilares do piso de concreto armado

Elemento estrutural	Identificação	Seção transversal (cm x cm)
Vigas	V1, V3, V4 e V8	20 x 50
	V5, V6 e V7	25 x 60
	V2	25 x 70
Pilares	P1, P2, P3, P4, P5, P8, P9, P10, P11 e P12	20 x 30
	P6 e P7	20 x 40

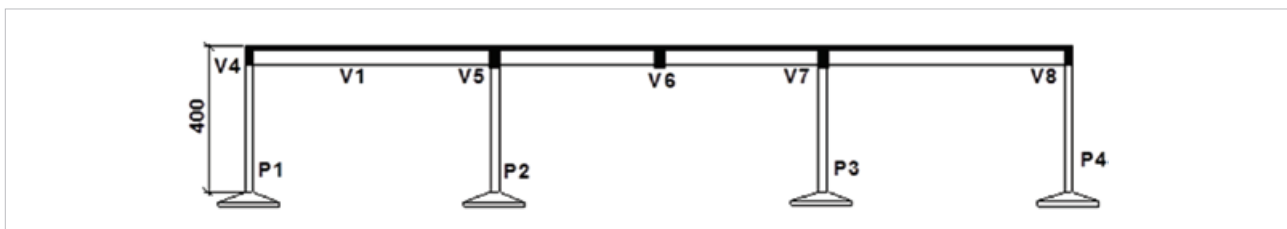


Figura 6 – Seção transversal do piso investigado. Cotas em (cm)

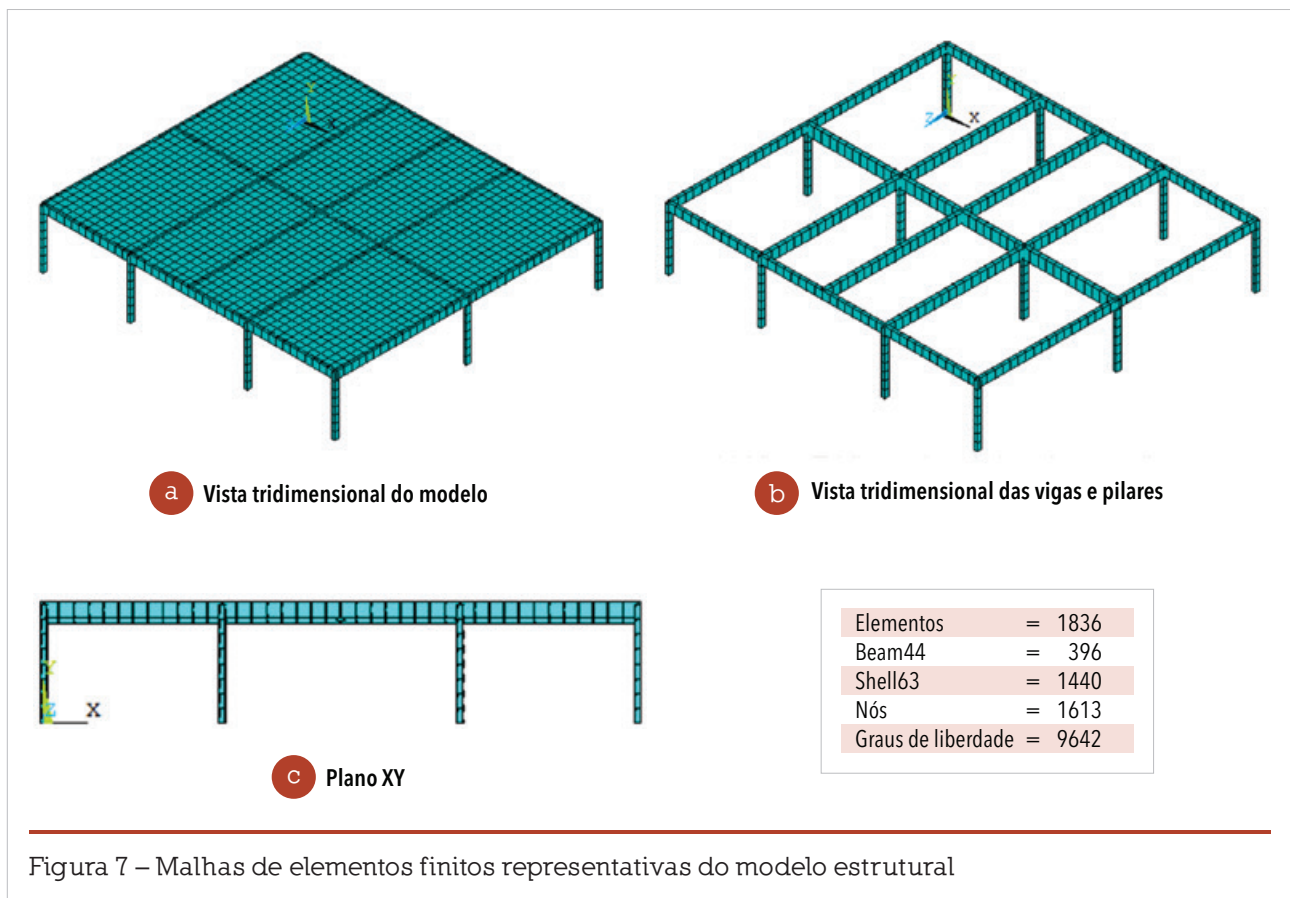


Figura 7 – Malhas de elementos finitos representativas do modelo estrutural

considerada nesta análise corresponde somente à massa estrutural do piso.

Considerando-se o valor da frequência fundamental (ver Tabela 5) do modelo estrutural investigado, constata-se que este valor encontra-se relativamente próximo da frequência do terceiro harmônico da ação dinâmica humana rítmica ( $f = 3 \times 2,27\text{Hz} = 6,81\text{Hz}$ ), o que pode ocasionar valores elevados de acelerações, em determinadas situações, em função do posicionamento e da quantidade de pessoas praticando ginástica aeróbica sobre o piso. A Figura 8 apresenta as formas modais referentes às seis primeiras frequências do modelo estrutural em estudo.

Tabela 5 – Frequências naturais do piso investigado

Frequências naturais (Hz)	Modelo estrutural
$f_{01}$	6,83
$f_{02}$	7,01
$f_{03}$	7,75
$f_{04}$	8,10
$f_{05}$	8,77
$f_{06}$	8,84
$f_{07}$	11,43

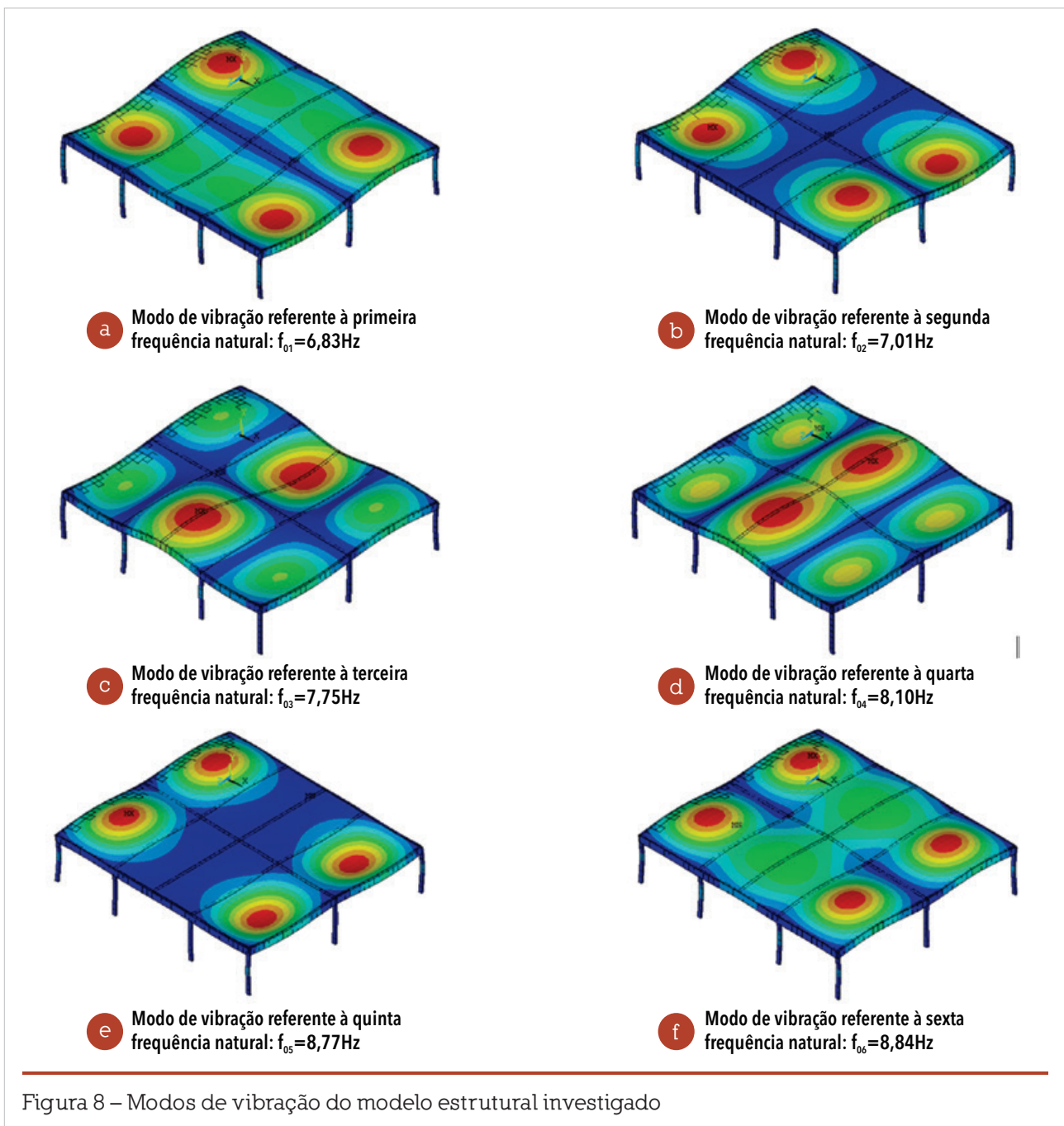
## 6. ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO

Os valores das acelerações de pico, obtidas na fase permanente da resposta do modelo estrutural, são comparados com valores limites propostos em recomendações de projeto, admissíveis sob o ponto de vista de conforto humano (ISO 10137, 2007; MURRAY et al., 2003). Ressalta-se que neste estudo foi considerado um coeficiente de amortecimento para estruturas de concreto armado igual a 1% ( $\xi=0,01$ ), situado na faixa de 1% a 3%, de acordo com a ISO 10137 (2007). O peso de um ser humano foi considerado igual a 800N (BACHMANN et al., 1995). A resposta dinâmica do modelo foi obtida no centro dos painéis da laje de concreto, conforme a Figura 9. Portanto, as acelerações foram obtidas considerando-se vinte e seis pessoas com uma taxa de distribuição igual a 0,25 pessoas/m<sup>2</sup> praticando ginástica aeróbica sobre o piso de concreto (Figura 9).

Assim sendo, a metodologia de análise empregada considera a utilização dos modelos de carregamento MC-I (Equação 1 e Figura 2), MC-II (Equação 2 e Figura 3) e MC-III (Equação 3 e Figura 4), respectivamente, de modo que o terceiro harmônico dessas funções de carregamento dinâmico esteja em ressonância com a frequência fundamental do piso. Desta forma, objetiva-se avaliar o comportamento dinâmico do modelo, em regime de serviço, quando submetido a atividades humanas rítmicas (ginástica aeróbica).

As Figuras 10 a 12 apresentam a resposta dinâmica do piso de concreto, ao longo do tempo, no que diz respeito às acelerações do modelo estrutural. Em seguida, a Tabela 6 apresenta os valores das acelerações de pico do modelo estrutural, de acordo com o caso de carregamento em estudo (26 pessoas) e, ainda, com base no emprego dos modelos de carregamento (MC-I, MC-II e MC-III). Destaca-se que esses valores das acelerações de pico correspondem às vibrações do sistema na fase permanente da resposta.

Observando-se os resultados apresentados nas Figuras 10 a 12 e na Tabela 6, percebe-se que o pico de aceleração mais elevado encontrado nesta investigação, foi igual a  $9,24\text{m/s}^2$ , referente aos nós A e D (Figura 9), quando foi utilizado o modelo de carregamento MC-III (Equação 3 e Figura 4). No que diz respeito aos modelos de carregamento MC-I (Equação 1 e Figura 2) e MC-II (Equação 2 e Figura 3), o máximo valor de aceleração obtido nos nós A e D (Figura 9), foi igual a  $0,80\text{ m/s}^2$  e  $1,5\text{ m/s}^2$ , respectivamente.





Evidentemente, verifica-se que a resposta dinâmica do piso em relação ao modelo de carregamento MC-III apresentou valores de acelerações bastante superiores àqueles oriundos dos modelos de carregamento MC-I e MC-II. Portanto, observa-se que o coeficiente de Fourier relativo ao terceiro harmônico da função proposta pelo CEB (1993), MC-III, pode ser considerado muito

conservador. Por outro lado, a resposta dinâmica dos modelos MC-I e MC-II apresentou resultados na mesma ordem de grandeza, conduzindo a valores de resposta mais razoáveis e em consonância com a realidade prática de projeto.

Ressalta-se, ainda, que a função de carregamento (MC-I) proposta por FAISCA (2003) leva em consideração a defasagem entre os praticantes da atividade rítmica,

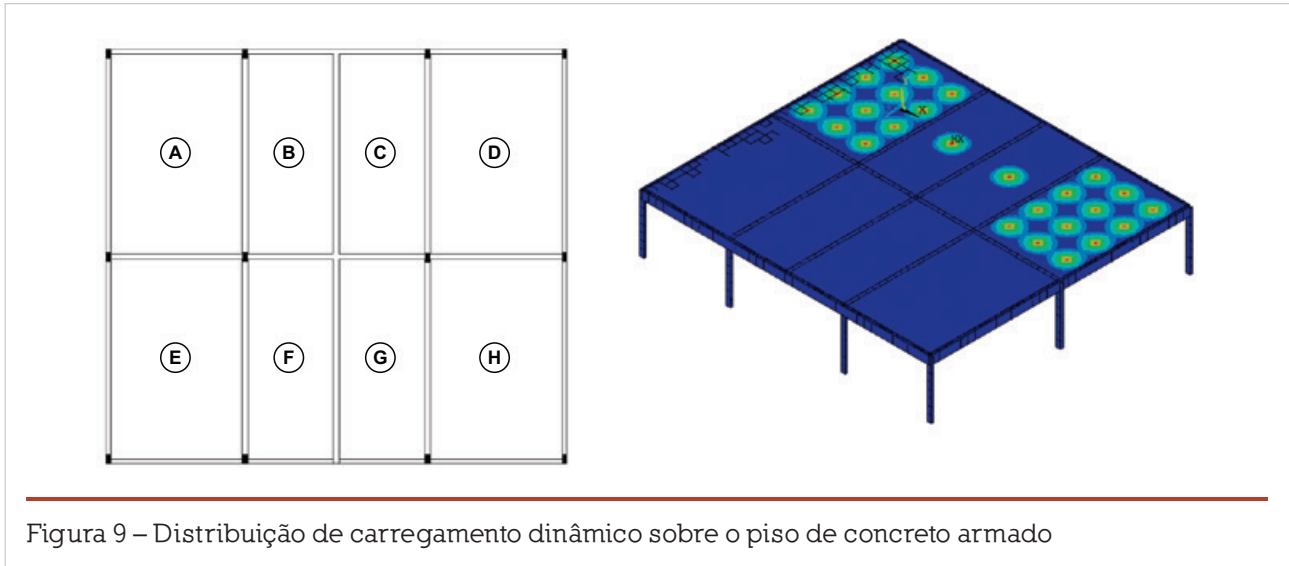


Figura 9 – Distribuição de carregamento dinâmico sobre o piso de concreto armado

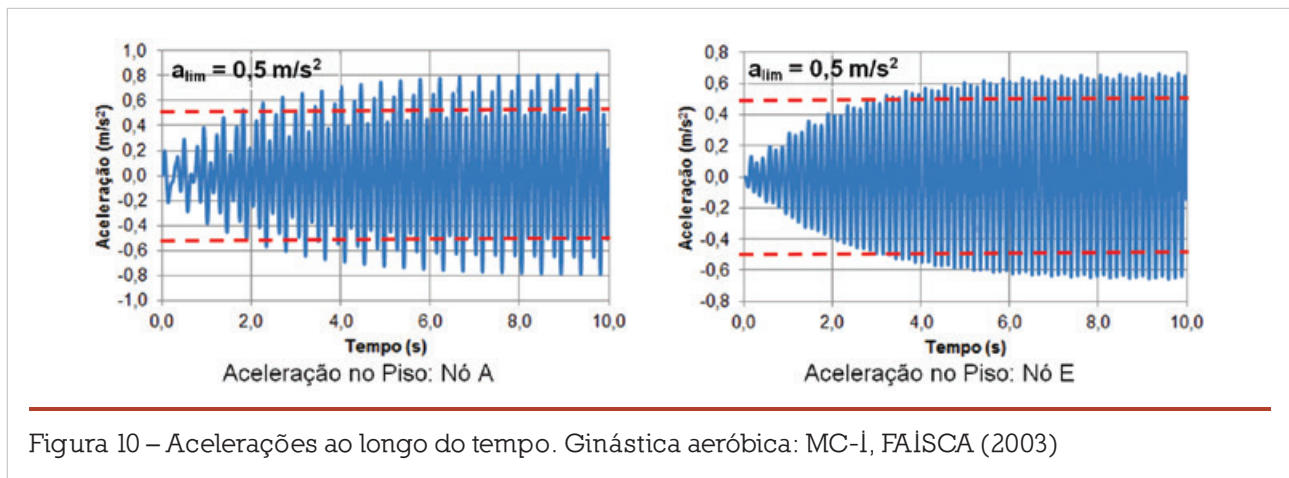


Figura 10 – Acelerações ao longo do tempo. Ginástica aeróbica: MC-I, FAISCA (2003)

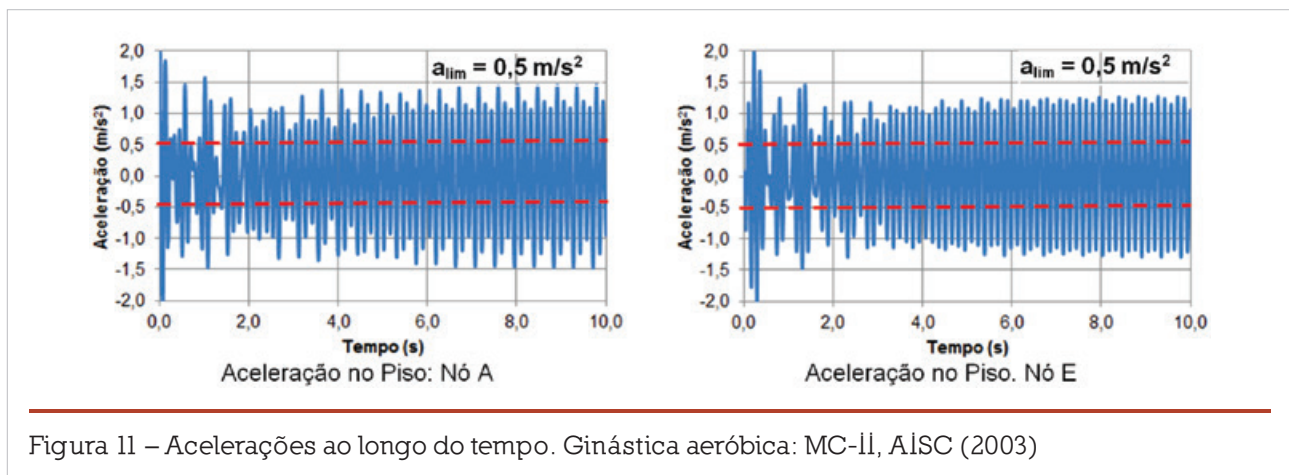
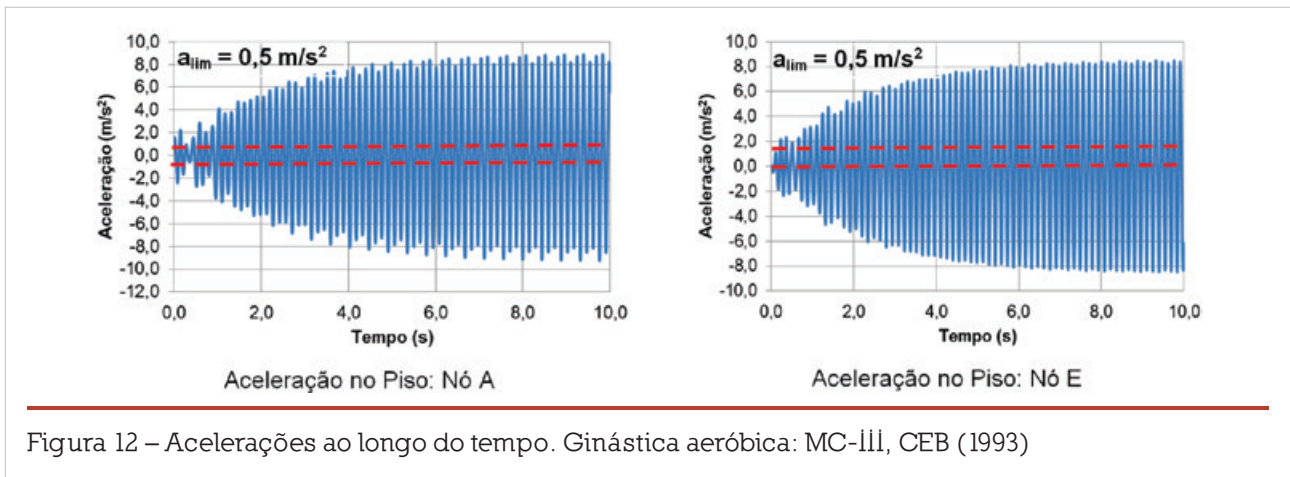


Figura 11 – Acelerações ao longo do tempo. Ginástica aeróbica: MC-II, AISC (2003)



em função do número de pessoas, de modo que a força dinâmica em função do tempo seja minorada, de acordo com a realidade. Por outro lado, no que diz respeito ao modelo de carregamento MC-III proposto pelo CEB (1993), embora exista um ângulo de fase relativo ao segundo e terceiro harmônicos (Tabela 3), torna-se factível a adoção de ângulos de fase iguais a zero, sem grandes diferenças na amplitude da resposta. Isto porque o harmônico ressonante irá governar a resposta dinâmica em detrimento dos outros harmônicos (STOLOVAS, 2011). Portanto, nesse sentido, a adoção de um valor nulo para o ângulo de fase não seria responsável pela redução da resposta dinâmica do modelo de carregamento MC-III.

Não obstante, verificou-se, também, que vários valores de aceleração para outros nós do modelo estrutural investigado (Tabela 6) encontram-se acima da aceleração limite de  $0,5\text{m/s}^2$  especificada em normas e recomendações de projeto (ISO10137, 2007; MURRAY et al, 2003). Deste modo, vale a pena ressaltar que os ocupantes situados nas áreas adjacentes à atividade aeróbica também estarão sujeitos a vibrações incômodas.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta investigação analisou o comportamento dinâmico de um piso de concreto armado perfazendo uma área total de  $360\text{m}^2$  submetido à ginástica aeróbica. O modelo numérico representativo do sistema estrutural adotou técnicas usuais de discretização presentes no método dos elementos finitos por intermédio do programa computacional ANSYS (2007). Este modelo numérico permitiu uma completa avaliação do comportamento dinâmico do piso em termos de conforto humano.

A análise modal indicou que as quatro primeiras frequências naturais do piso estão na faixa de frequências da atividade aeróbica, o que pode conduzir a estrutura a um estado de ressonância e, conseqüentemente, gerar vibrações excessivas e desconforto humano. A análise dinâmica mostrou que, em caso de ressonância com o primeiro modo de vibração do piso ( $f_{01} = 6,83\text{Hz}$ ), o limite de conforto humano ( $a_{lim} = 0,50\text{m/s}^2$ ) foi excedido tanto nos painéis de laje, onde a atividade aeróbica foi praticada, quanto em painéis adjacentes.

Os valores máximos encontrados para as acelerações foram iguais a  $0,80\text{ m/s}^2$ ,  $1,50\text{ m/s}^2$  e  $9,24\text{ m/s}^2$ , para os

Tabela 6 – Acelerações máximas do modelo estrutural no regime permanente

Modelos de carregamento	$a_p\text{ (m/s}^2\text{)}$								$a_{lim}\text{ (m/s}^2\text{)}^*$
	Nó A	Nó B	Nó C	Nó D	Nó E	Nó F	Nó G	Nó H	
MC-I	0,80	0,42	0,42	0,80	0,62	0,40	0,40	0,62	0,50*
MC-II	1,50	0,75	0,75	1,50	1,20	0,72	0,72	1,20	0,50*
MC-III	9,24	5,22	5,22	9,24	8,50	5,15	5,15	8,50	0,50*

\* Aceleração limite recomendada para pisos de edificações quando submetidos a atividades humanas rítmicas [ISO 10137 (2007), MURRAY et al. (2003)].



modelos de carregamento, MC-I, MC-II e MC-III, respectivamente. Estes valores das acelerações de pico ultrapassaram os limites estabelecidos em normas e recomendações de projeto ( $a_{lim} = 0,50m/s^2$ ) (ISO 10137, 2007; MURRAY et al., 2003), gerando vibrações incômodas aos praticantes da atividade aeróbica, bem como, aos ocupantes do sistema estrutural situados em áreas adjacentes. Além disso, foi constatado que os modelos de carregamento MC-I e MC-II

apresentaram, em termos de projeto, valores de acelerações mais razoáveis e realistas. Por outro lado, o modelo de carregamento MC-III se mostrou bastante conservador.

## 8. AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho de pesquisa agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país: CAPES, CNPq e FAPERJ.

## Referências Bibliográficas

- [01] BACHMANN, H. & AMMANN, W. 1987. Vibrations in structures induced by man and machines, International Association for Bridges and Structural Engineering, 1987.
- [02] BACHMANN et al. Vibration problems in structures. Practical guidelines, Basel, Switzerland: Institut für Baustatik und Konstruktion, Birkhäuser, 1995.
- [03] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB. Vibration problems in structures: Practical guidelines. Bulletin d'Information 209, London: Thomas Telford Services, 1993.
- [04] FAISCA, R. G. Caracterização de Cargas Dinâmicas Geradas por Atividades Humanas, 230f. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, 2003.
- [05] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 10137: Bases for design of structures. Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Switzerland, 2007.
- [06] MURRAY, T. M. ALLEN, D.E. UNGAR, E.E. Floor Vibrations Due to Human Activity, Steel Design Guide Series, American Institute of Steel Construction, AISC, 2003.
- [07] STOLOVAS, S. E. Análise e Projeto de Estruturas que Sustentam Atividades Rítmicas, Revista Engenharia, Construção Civil, Ed. 603, 2011. ●



**PARA ESCREVER A HISTÓRIA DE  
UM PAÍS, É PRECISO CUIDAR DELE.**

Para um país crescer, é preciso investimento. Mas é necessário também pensar no meio ambiente, na sociedade e nas futuras gerações.

A indústria do cimento investe em qualidade e utiliza as tecnologias mais avançadas para promover um desenvolvimento sustentável. Colabora ainda para tornar o meio ambiente mais limpo com o co-processamento: a destruição de resíduos industriais e pneus em seus fornos.

Onde tem gente tem cimento.



# Método do “Vento Sintético”: novas considerações

MARIO FRANCO

SERGIO RICARDO PINHEIRO MEDEIROS

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE S. PAULO

## 1. INTRODUÇÃO

No trabalho “*Direct Along-Wind Dynamic Analysis of Tall Structures*”, publicado em 1993<sup>(1)</sup>, Franco propôs modelar as pressões flutuantes do vento que incide nas edificações através de um conjunto de  $m$  funções harmônicas; utilizando 11 funções ( $m = 11$ ) e atribuindo valores aleatoriamente definidos para as fases dessas funções, conseguiu obter respostas no domínio do tempo para deslocamentos, velocidades, acelerações e esforços solicitantes. Para tanto, utilizou o programa generalista SAP-90 (hoje denominado SAP-2000). As amplitudes dos harmônicos foram determinadas decompondo o espectro de potência em  $m$  partes, correspondentes às  $m$  funções, uma das quais com período coincidente com o período fundamental da estrutura em estudo, sendo cada amplitude  $C_k$  proporcional à raiz qua-

drada do dobro da área que lhe corresponde sob o espectro:

$$C_k = \sqrt{2 \int_k S(n) dn} \quad [1]$$

Impunha-se, naquele trabalho, que os coeficientes normalizados  $c_k$  fossem definidos por:

$$c_k = \frac{C_k}{\sum_l^m C_k} \Rightarrow \sum_l^m c_k = 1 \quad [2]$$

O referido trabalho apresentou também considerações quanto à correlação espacial das  $m$  rajadas, resultando, assim, numa metodologia de modelagem analítica do vento. Essa metodologia tem sido aplicada por diversos autores

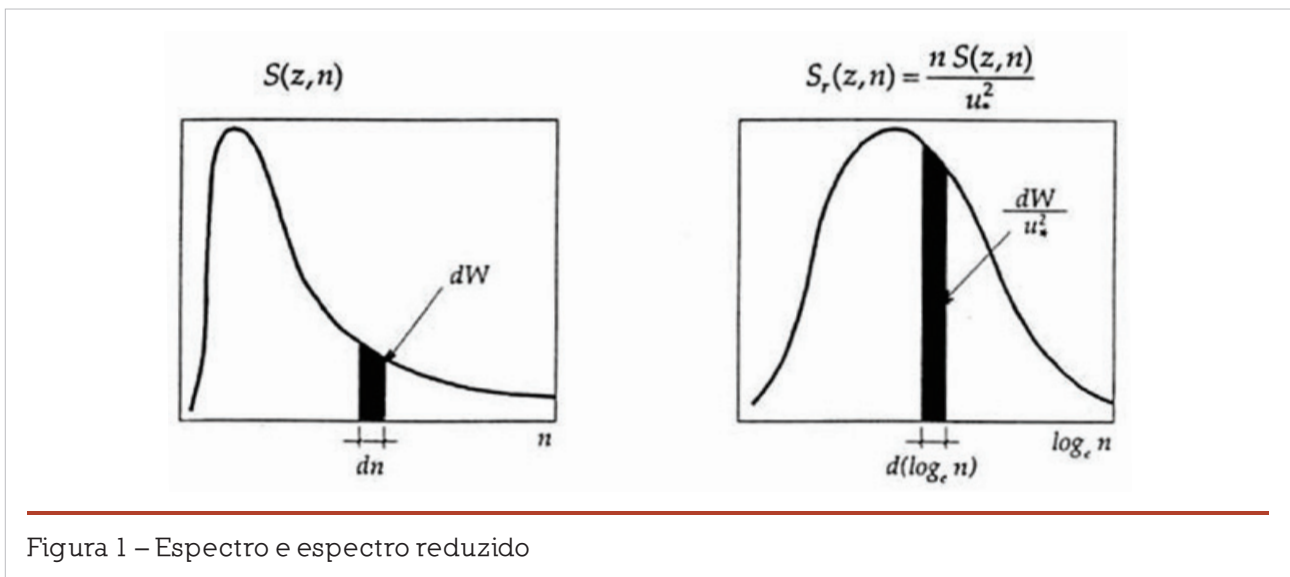
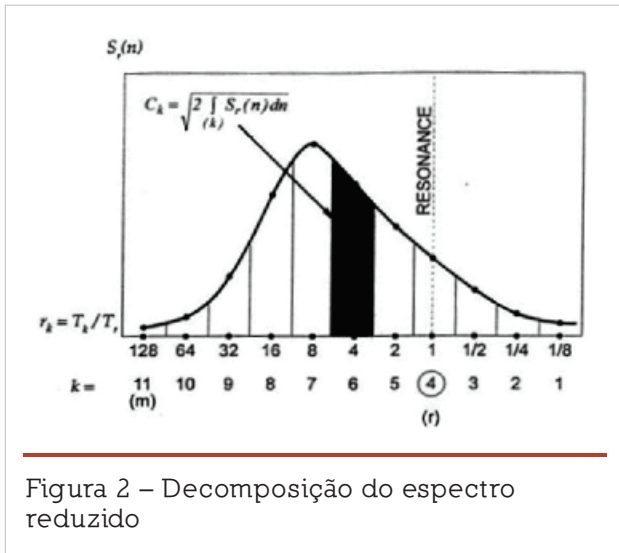
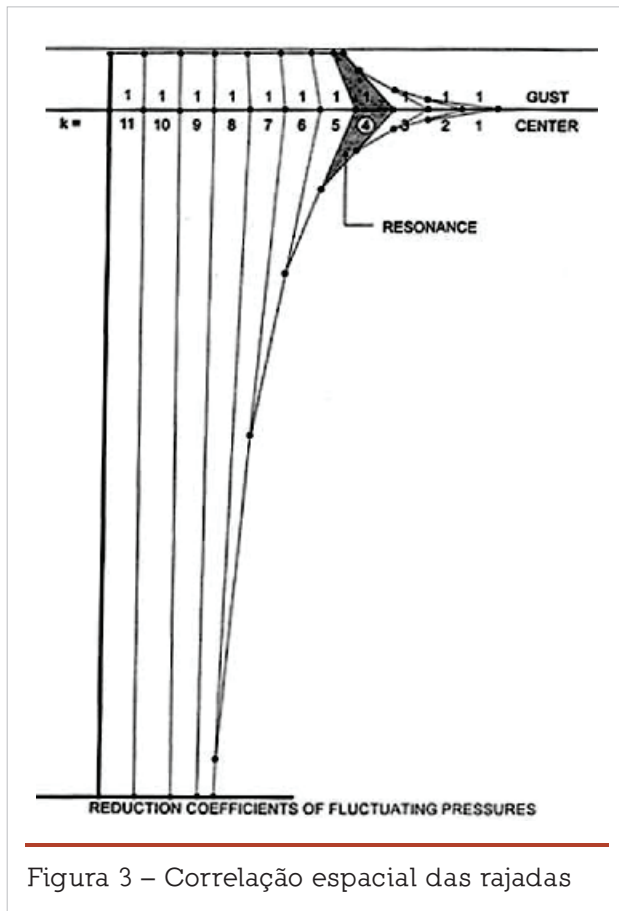


Figura 1 – Espectro e espectro reduzido



(sempre com 11 harmônicos) a um grande número de estruturas. Comparações numéricas com os resultados obtidos com outras metodologias<sup>(2)</sup> têm apresentado valores concordantes.

Recentemente o método acima descrito foi



implantado no programa TQS, que hoje permite, como o SAP-2000, a análise dinâmica, no domínio do tempo, de grandes e complexas estruturas submetidas a solicitações harmônicas. Ficou, então, viável aumentar muito o número de divisões do espectro, originalmente limitado a 11 por razões práticas; passou a ser viável chegar a 80 ou mais harmônicos e 200 combinações aleatórias das respectivas fases. Verificou-se que, contrariamente ao esperado, a resposta dinâmica diminuía com o aumento do número  $m$  de funções harmônicas utilizadas, tendendo a zero.

Analisando as razões dessa inesperada redução, observou-se que, na formulação original do método, a potência média das pressões flutuantes diminuía com o aumento de  $m$ . Procurou-se, então, um novo critério de cálculo dos coeficientes  $c_k$  que, mantendo-se ainda proporcionais aos valores  $C_k$  definidos por (1), resultassem, com o aumento de  $m$ , em valor constante da potência média. Esse critério será apresentado a seguir.

## 2. DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES $c_k$

Como se sabe, a variância  $\sigma_p^2$  do espectro  $S(n)$  de potência das pressões é dada pela área sob o espectro:

$$\sigma_p^2 = \int_0^{\infty} S(n) dn \quad [3]$$

O pico  $p_f$  da pressão flutuante é dado pelo produto do desvio padrão  $\sigma_p$  pelo fator de pico  $g_p$ :

$$p_f = g_p \sigma_p \quad [4]$$

No método do vento sintético, a parcela flutuante das pressões se escreve:

$$p(t) = \sum_1^m c_k p_f \cos(\omega_k \cdot t - \theta_k) \quad [5]$$

, onde  $\theta_k$  é o ângulo de fase da função harmônica  $k$ .

A potência média de  $p(t)$  é:

$$W = \frac{1}{2} \sum_1^m (c_k \cdot p_f)^2 = \frac{p_f^2}{2} \sum_1^m c_k^2 \quad [6]$$

Mas a potência média é igual à variância  $\sigma_p^2$ , resultando:

$$\frac{p_f^2}{2} \sum_1^m c_k^2 = \sigma_p^2 = \frac{p_f^2}{g_p^2} \quad [7]$$

$$\sum_1^m c_k^2 = \frac{2}{g_p^2} \quad [8]$$

Resulta que, para satisfazer (1) e (8), os valores de  $c_k$  devem ser:

$$c_k = \frac{C_k}{\sqrt{\frac{g_p^2}{2} \sum_1^m C_k^2}} \quad [9]$$

Na seção 3 é apresentado o cálculo do fator de pico das pressões  $g_p$  para as cinco categorias de terreno da ABNT NBR 6123, chegando-se ao valor médio:

$$g_p \cong 3,5 \quad [10]$$

Finalmente, substituindo esse valor em (9):

$$c_k = \frac{C_k}{\sqrt{6,125 \sum_1^m C_k^2}} \quad [11]$$

**Observação importante:** nos trabalhos anteriores<sup>(1)</sup> <sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup> a decomposição da pressão total em parcela média e parcela flutuante era feita comparando a pressão de pico  $p_3$ , medida em intervalo de 3 segundos, com a pressão média  $p_{600}$ , medida em intervalo de 10 minutos = 600 segundos. Parece, no entanto, mais correto adotar a pressão média horária  $p_{3600}$ . Foi essa a pressão adotada na seção 3 para a dedução do fator de pico  $g_p$ .

### 3. DETERMINAÇÃO DO FATOR DE PICO $g_p$

#### 3.1 RELAÇÃO ENTRE O ESPECTRO DE VELOCIDADES $S_v(n)$ E O ESPECTRO DE PRESSÕES $S_p(n)$

De acordo com diversos autores, o espectro de pressões  $S_p(n)$  pode ser escrito em função do espectro de velocidades  $S_v(n)$ , como segue:

$$S_p(n) \cong (\rho c v_{10})^2 S_v(n) \quad [12]^1$$

, sendo:

$\rho$  : densidade do ar

$c$ : coeficiente aerodinâmico

$v_{10}$ : velocidade média a 10 m de altitude.

Pondo:

$p_{10}$ : pressão média a 10 m de altitude, temos, como se sabe:

$$p_{10} = \frac{\rho c v_{10}^2}{2} \quad [13]$$

Substituindo em (12):

$$S_p(n) = \left( \frac{2 p_{10}}{v_{10}} \right)^2 S_v(n) \quad [14]$$

ou ainda:

$$S_v(n) = \left( \frac{v_{10}}{2 p_{10}} \right)^2 S_p(n) \quad [15]$$

#### 3.2 RELAÇÃO ENTRE OS DESVIOS PADRÃO DAS VELOCIDADES E DAS PRESSÕES FLUTUANTES

$$\sigma_v^2 = \int_0^\infty S_v(n) dn = \left( \frac{v_{10}}{2 p_{10}} \right)^2 \int_0^\infty S_p(n) dn \Rightarrow \sigma_v^2 = \left( \frac{v_{10}}{2 p_{10}} \right)^2 \sigma_p^2 \quad [16]$$

Resultando:

$$\frac{\sigma_p}{p_{10}} = 2 \frac{\sigma_v}{v_{10}} \quad [17]$$

, onde:

$\sigma_p$  : desvio padrão das pressões flutuantes

$\sigma_v$  : desvio padrão das velocidades flutuantes.

<sup>1</sup> A EXPRESSÃO CORRETA É:  $S_p(n) = (\rho c v_{10})^2 \cdot |\chi_{p,v}(n)|^2 S_v(n)$  ONDE:

$|\chi_{p,v}(n)|^2 \leq 1$  É A ADMITÂNCIA AERODINÂMICA DA EDIFICAÇÃO, SUPOSTA IGUAL À UNIDADE NA EXPRESSÃO APROXIMADA (1A). A APROXIMAÇÃO ADOPTADA É EXCELENTE PARA O CASO DE TORRES, CHAMINÉS E ESTRUTURAS TRELIÇADAS, E ACEITÁVEL NO CASO DE EDIFÍCIOS ALTOS.



Tabela 1 – Valores de  $K_p$

Categoria	$K_p$
I	0,546/0,454 = 1,201
II	0,423/0,577 = 0,733
III	0,345/0,655 = 0,528
IV	0,264/0,736 = 0,359
V	0,149/0,851 = 0,176

### 3.3 RELAÇÃO ENTRE A PARCELA MÉDIA E A PARCELA FLUTUANTE MÁXIMA DAS PRESSÕES

Em lugar de adotarmos, para as pressões médias, o intervalo de medição de 10 minutos, como foi feito nos trabalhos anteriores<sup>(1) (2) (3)</sup>, adotaremos o intervalo de 1 hora, ou seja de 3600 segundos.

A ABNT NBR 6123 indica, em sua Tabela 21, os parâmetros das velocidades para intervalos de medição que vão de 3 segundos,  $v_3$  ( $\approx$  instantânea), a 3600 segundos,  $v_{3600}$  (média horária), para as suas cinco categorias de terreno.

Podemos expressar a relação entre pressão média,  $p_{3600}$ , e a pressão total,  $p_p$ , e a relação entre a pressão flutuante máxima,  $p_f$ , e a pressão total,  $p_p$ , em uma dada altitude do terreno como:

$$\frac{p_{3600}}{p_3} = \left(\frac{v_{3600}}{v_3}\right)^2 \text{ e } \frac{p_f}{p_3} = 1 - \left(\frac{v_{3600}}{v_3}\right)^2, \text{ respectivamente.} \quad [18]$$

Definamos  $K_p$  como a relação entre a pressão média a 10m de altitude,  $p_{10}$ , e a respectiva pressão flutuante máxima,  $p_f$ . Os valores de  $K_p$  para cada uma das cinco categorias de terrenos da ABNT NBR 6123 podem ser calculados empregando-se as expressões (18) com as velocidades  $v_3$  e  $v_{3600}$  correspondentes a 10m de altitude. Tais valores são apresentados na tabela 1.

Tabela 2 – Valores de  $C_{as} \cdot 10^3$

Categoria	$C_{as} \cdot 10^3$
I	2,8
II	6,5
III	13
IV	30
V	83 (110*)

\* valor apresentado por Simiu/Scanlan<sup>(11)</sup>

### 3.4 FATOR DE PICO DAS PRESSÕES FLUTUANTES

Da definição de  $K_p$ , temos:

$$K_p = \frac{P_{10}}{P_f} \Rightarrow p_{10} = K_p p_f \quad [19]$$

Mas,

$$p_f = g_p \cdot \sigma_p \quad [20]$$

Substituindo (19) e (20) em (17):

$$\frac{\sigma_p}{K_p p_f} = 2 \frac{\sigma_v}{v_{10}} \quad [21]$$

$$g_p = \frac{1}{2 K_p} \frac{v_{10}}{\sigma_v}$$

### 3.5 CÁLCULO DE $\sigma_v / v_{10}$

Para determinar  $g_p$ , é preciso calcular o desvio padrão normalizado das velocidades,  $\sigma_v / v_{10}$ . Para tanto, iremos inicialmente definir o espectro reduzido das velocidades,  $S_r$  (adimensional), como segue:

$$S_r = \frac{n S_v}{u_*^2} \quad [22]$$

, onde

$u_*$ : velocidade de atrito da superfície, que depende da rugosidade do terreno, dada por:

$$u_*^2 = C_{as} v_{10}^2 \quad [23]$$

, sendo:

$C_{as}$ : coeficiente de arrasto superficial, que, segundo Blessmann<sup>(4)</sup> tem os seguintes valores para as 5 categorias de terreno definidas pela ABNT NBR 6123 (Tabela 2).

De (22) resulta:

$$S_v = \frac{S_r u_*^2}{n} \quad [24]$$

A parcela  $d\sigma_v^2$  do espectro de velocidades associada a um intervalo infinitesimal de frequência,  $d_n$ , escreve-se:

$$d\sigma_v^2 = S_v \cdot dn \quad [25]$$

Introduzindo o espectro reduzido  $S_r$ , dado por (22):

$$d\sigma_v^2 = \frac{S_r u_*^2}{n} dn = u_*^2 \left[ S_r \cdot \left( \frac{1}{n} dn \right) \right] = u_*^2 S_r d(\log_e n) \quad [26]$$

O termo  $d(\log_e n)$  define a parcela infinitesimal da variância reduzida  $d\sigma_r^2$  quando a frequência  $n$  é expressa em escala logarítmica, ou seja:

$$d\sigma_r^2 = S_r d(\log_e n) \quad [27]$$

Temos, portanto:

$$d\sigma_v^2 = u_*^2 d\sigma_r^2 \quad [28]$$

Integrando de 0 a  $\infty$ :

$$\sigma_v^2 = u_*^2 \cdot \sigma_r^2 \quad [29]$$

Adotando a expressão de Davenport<sup>(10) (11)</sup> para o espectro reduzido, temos:

$$S_r = \frac{n S_n}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} ; x = \frac{1200n}{v_{10}} \quad [30]$$

Demonstra-se que a integral de 0 a  $\infty$  de  $S_r$ , dada pela expressão acima é igual a 6, ou seja:

$$\sigma_r^2 = 6 \quad [31]$$

De (23), (29), (30) e (31) resulta:

$$\sigma_v^2 = 6 u_*^2 = 6 \cdot C_{as} v_{10}^2 \quad [32]$$

$$\frac{\sigma_v}{v_{10}} = \sqrt{6 C_{as}} \quad [33]$$

Finalmente, substituindo em (21):

$$g_p = \frac{1}{2 K_p \sqrt{6 C_{as}}} \quad [34]$$

Como vimos, os valores de  $K_p$  e de  $C_{as}$  são apresentados respectivamente nas Tabelas 1 e 2, para as 5 categorias de terreno da ABNT NBR 6123. Resultam os valores do fator de pico  $g_p$ , apresentados na Tabela 3.

Adotaremos o valor  $g_p = 3,5$  para todas as categorias, chegando à expressão de  $c_k$  apresentada em (11).

#### 4. EXEMPLO NUMÉRICO

Será apresentada a seguir a análise dinâmica da ação do vento numa chaminé de concreto armado com 113 m de altura, recentemente construída em Blumenau (Fig. 4). Trata-se do mesmo exemplo apresentado na ref.<sup>(3)</sup>. Serão comparados os resultados da metodologia aqui proposta com os da metodologia anterior<sup>(1) (3)</sup>.

##### 4.1 A ESTRUTURA

O diâmetro interno da casca de concreto armado é de 4,70 m, constante; o diâmetro externo é de 5,40 m desde a fundação até a altura de 20 m, passando depois para 5,14m. As paredes têm, portanto, espessura de 35 cm na parte inferior, até 20 m, e 22 cm na parte superior. Internamente, é previsto o fuste destinado à passagem dos gases, com 2,70 m de diâmetro interno, constituído por tijolos refratários de 11,4 cm de espessura; o volume total do refratário é de 126 m<sup>3</sup>, e seu peso é de 274 tf. O peso da estrutura de concreto é de 1.068 tf. Adotou-se, de acordo com o código modelo CICIND<sup>(8)</sup>, amortecimento  $\xi = 1,6\%$ .

Tabela 3 – Valores de  $g_p$

Categoria	$g_p$
I	3,2
II	3,5
III	3,4
IV	3,3
V	4,0*

\* Adotando para a Cat.V o valor  $C_{as} = 110 \cdot 10^{-3}$  dado por Simiu/Scanlan<sup>(11)</sup>, resultaria para esta categoria  $g_p = 3,5$ , coerente com os demais valores.

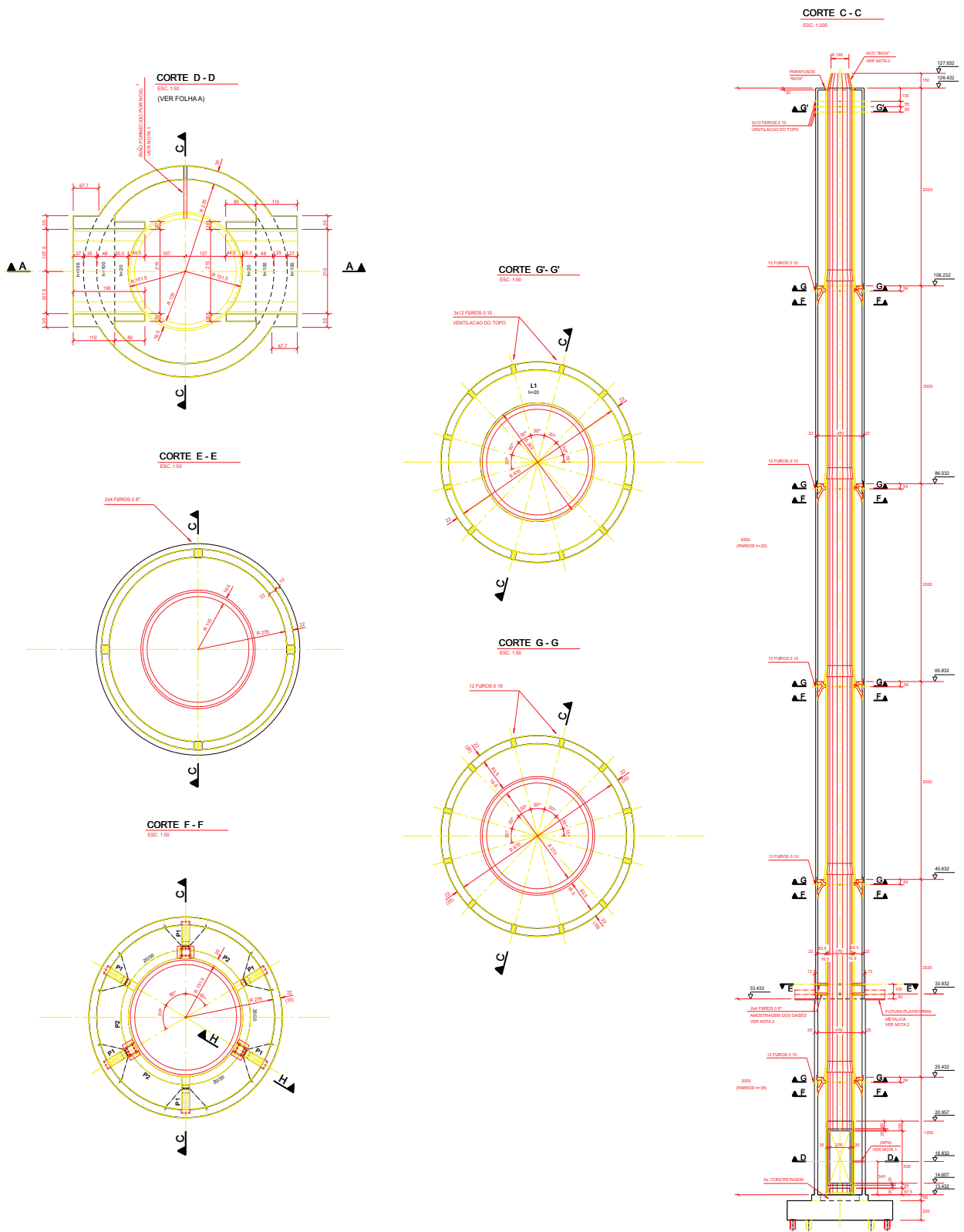


Figura 4 – Chaminé em Blumenau (exemplo numérico)



## 4.2 O VENTO

O mapa de isopletas da ABNT NBR 6123 indica para Blumenau:  $V_o = 42,5 \text{ m/s}$ .

Temos também:

- **fator topográfico:**  $S_1 = I$ ;
- **fator de rugosidade e altitude:**  $S_2 = 1,00 \times 1,00 \times (z/10)^{0,085}$  (terreno aberto, Classe A, Cat. II, intervalo de medição das rajadas 3 seg.);
- **fator estatístico:**  $S_3 = 0,95$  (edificação industrial com baixo fator de ocupação);
- **coeficiente de arrasto:**  $C_a = 0,6$  (cilindro liso,  $\Re_e > 4,2 \times 10^5$ ).  
As forças totais de vento  $F_z$  (médias + flutuantes) para rajada de 3 segundos resultam:
  - para  $z \leq 20 \text{ m}$ :  $F_z = 1,652(z/10)^{0,17} \text{ (tf)}$
  - para  $z > 20 \text{ m}$ :  $F_z = 1,573(z/10)^{0,17} \text{ (tf)}$ .

Assumindo intensidade da turbulência  $\tau_z = 0,58$  (constante com a altura):

- força média:  $F_m = 0,42 F_z$ ; força flutuante:  $F_f = 0,58 F_z$  (Tabela 4).

Tabela 4 – Forças médias e flutuantes para  $\tau_z = 0,58$  constante na altura

i	z (m)	$F_z$ (tf)	$F_m$ (tf)	$F_f$ (tf)
1	0 [10]	0,83	0,35	0,48
2	5 [10]	1,65	0,69	0,96
3	10	1,65	0,69	0,96
4	15	1,77	0,74	1,03
5	20	1,81	0,76	1,05
6	25	1,84	0,77	1,07
7	30	1,90	0,80	1,10
8	35	1,95	0,82	1,13
9	40	1,99	0,84	1,15
10	45	2,03	0,85	1,18
11	50	2,07	0,87	1,20
12	55	2,10	0,88	1,22
13	60	2,13	0,90	1,23
14	65	2,16	0,91	1,25
15	70	2,19	0,92	1,27
16	75	2,22	0,93	1,29
17	80	2,24	0,94	1,30
18	85	2,26	0,95	1,31
19	90	2,29	0,96	1,33
20	95	2,31	0,97	1,34
21	100	2,33	0,98	1,35
22	105	2,35	0,99	1,36
23	110	2,36	0,99	1,37
24	113	2,38	1,00	1,38

## 4.3 DECOMPOSIÇÃO DAS FORÇAS FLUTUANTES

Os três primeiros períodos naturais da estrutura, com o fuste de refratário instalado, são:

$$T_1 = 3,839 \text{ s}; T_2 = 0,661 \text{ s}; T_3 = 0,252 \text{ s} \quad [35]$$

Atribuindo período  $T_1$  à função nº 4 e período  $T_2$  à função nº 2, o intervalo logarítmico (constante) deverá ser:  $\log_e \sqrt{T_1/T_2} = 0,8796$ . Os períodos das 11 funções harmônicas estão apresentados na Tabela 5.

O espectro reduzido de Davenport é decomposto em 11 trechos de igual largura. A determinação das áreas desses trechos é efetuada pela regra de Simpson e fornece os valores dos coeficientes  $C_k$ . Esses coeficientes são em seguida normalizados (valores  $c_k$ ) e é efetuada a correção referente ao coeficiente da função nº 4 (ressonante) e das adjacentes (nº 3 e nº 5) resultando os valores  $\bar{c}_k$ .<sup>2</sup> Essas operações são indicadas na Tabela 6. O valor de  $v_{10}$  é dado por:

$$v_{10} \cong \frac{V_o}{1,543} = \frac{42,50}{1,543} = 27,54 \text{ m/s} \quad [36]$$

## 4.4 CORRELAÇÃO ESPACIAL DAS FORÇAS FLUTUANTES

As faixas de influência das rajadas correspondentes às 11 funções harmônicas, supondo decremento linear, são dadas pela equação:

$$\Delta z_k = \frac{v_{10}}{7 n_k} = \frac{27,54}{7 n_k} = 3,934 T_k \quad [37]$$

Tabela 5 – Períodos das 11 funções harmônicas

k	$T_k$ (seg)
1	0,274
2 (2º modo)	0,661
3	1,593
4 (1º modo)	3,839
5	9,251
6	22,29
7	53,72
8	129,5
9	312,0
10	751,7
11	1812

<sup>2</sup> TEMOS:  $\bar{c}_4 = 0,5 c_4$ ;  $\bar{c}_3 = c_3 + 0,25 c_4$ ;  $\bar{c}_5 = c_5 + 0,25 c_4$

Tabela 6 – Coeficientes  $\bar{c}_k$  corrigidos. Semialturas  $\Delta z_k$  das faixas de influência

k	$T_k$ (s)	$S_R$	$\Delta \ln(x)/2$	$C_k$	$c_k$	$\bar{c}_k$ (corr.)	$\Delta z_k$ (m)
1	0,177	0,101840	-	-	-	-	-
	0,274	,136270,	0,4398	0,4951	0,0585	0,059	1
	0,426	182870,2	«	-	-	-	-
2	0,661	45060,32	«	0,6636	0,0784	0,078	3
	1,026	8380,439	«	-	-	-	-
3	1,593	850,5882	«	0,8888	0,1050	0,140	6
	2,473	40,78391	«	-	-	-	-
4	3,839	1,035901	«	1,1848	0,1400	0,070	16
	5,959	,342331,	«	-	-	-	-
5	9,251	663381,8	«	1,5388	0,1818	0,217	37
	14,36	76671,78	«	-	-	-	-
6	22,29	7221,341	«	2,7800	0,2103	0,210	90
	34,60	061,7914	«	-	-	-	-
7	53,72	80,39246	«	1,5211	0,1797	0,180	217
	83,39	0,176790	«	-	-	-	-
8	129,5	,076020,	«	0,8781	0,1038	0,104	534
	201,0	032020,0	«	-	-	-	-
9	312,0	13380,00	«	0,3984	0,0471	0,047	$\infty$
	484,4	5570,002	«	-	-	-	-
10	751,7	310,0009	«	0,1682	0,0199	0,020	$\infty$
	1167	6	«	-	-	-	-
11	1812		«	0,0700	0,0083	0,008	$\infty$
	2813		«	-	-	-	-
$\sum C_k^2 = 11,6922$							

Tabela 7 – Matriz dos coeficientes de influência  $\eta_{ik}$

i	$F_{m,i}$	$F_{f,i}$	k →	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
↓	↓	↓	$\Delta z_k$ (m)	1	3	6	16	37	90	217	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$
			$\bar{c}_k$ (%)	5,9	7,8	14,0	7,0	21,7	21,0	18,0	10,4	4,7	2,0	0,8
24	1,00	0,38	-	-	-	-	0,19	0,65	0,86	0,94	1	1	1	1
23	0,99	1,37	-	0	0	0	0,38	0,73	0,89	0,95	1	1	1	1
22	0,99	1,36	-	0,50	0,50	0,50	0,69	0,86	0,94	0,98	1	1	1	1
21	0,98	1,35	c.r.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	0,97	1,34	-	0,50	0,50	0,50	0,69	0,86	0,94	0,98	1	1	1	1
19	0,96	1,33	-	0	0	0	0,38	0,73	0,89	0,95	1	1	1	1
18	0,95	1,31	-	-	-	-	0,06	0,59	0,83	0,93	1	1	1	1
17	0,94	1,30	-	-	-	-	0,06	0,59	0,83	0,93	1	1	1	1
16	0,93	1,29	-	-	-	-	0	0,46	0,78	0,91	1	1	1	1
15	0,92	1,27	-	-	-	-	-	0,32	0,72	0,88	1	1	1	1
14	0,91	1,25	-	-	-	-	-	0,19	0,67	0,86	1	1	1	1
13	0,90	1,23	-	-	-	-	-	0,05	0,61	0,84	1	1	1	1
12	0,88	1,22	-	-	-	-	-	0	0,56	0,82	1	1	1	1
11	0,87	1,20	-	-	-	-	-	-	0,50	0,79	1	1	1	1
10	0,85	1,18	-	-	-	-	-	-	0,44	0,77	1	1	1	1
9	0,84	1,15	-	-	-	-	-	-	0,39	0,75	1	1	1	1
8	0,82	1,13	-	-	-	-	-	-	0,33	0,72	1	1	1	1
7	0,80	1,10	-	-	-	-	-	-	0,28	0,70	1	1	1	1
6	0,77	1,07	-	-	-	-	-	-	0,22	0,68	1	1	1	1
5	0,76	1,05	-	-	-	-	-	-	0,17	0,65	1	1	1	1
4	0,74	1,03	-	-	-	-	-	-	0,11	0,63	1	1	1	1
3	0,69	0,96	-	-	-	-	-	-	0,06	0,61	1	1	1	1
2	0,69	0,96	-	-	-	-	-	-	0	0,59	1	1	1	1
1	0,35	0,48	-	-	-	-	-	-	-	0,54	1	1	1	1

Os valores de  $\Delta z_k$ , arredondados, estão apresentados na Tabela 6.

A posição do centro de rajada é definido de modo que a rajada ressonante (Função nº 4) se situe na posição mais alta possível.

Na Tabela 7, é apresentada a matriz dos coeficientes de influência das funções. A amplitude de cada uma das forças harmônicas (1) a (11) é calculada, em cada nó  $i$  da estrutura, multiplicando o valor correspondente da força flutuante  $F_{f,i}$  (Tabela 4) pelo respectivo coeficiente de influência  $\eta_{i,k}$  (Tabela 7), que leva em conta a correlação espacial das rajadas, e pelo coeficiente  $\bar{c}_k$ , dado pela Tabela 6.

#### 4.5 LIMITE SUPERIOR DAS RESPOSTAS

As forças  $F_{m,i}$  constituem o carregamento constante no tempo devido ao vento médio; aplicando essas forças à estrutura, obtêm-se os deslocamentos e esforços estáticos. Os 11 carregamentos harmônicos são constituídos pelas forças  $\bar{F}_{i,k} = F_{i,k} \bar{c}_k \eta_{i,k}$ , calculadas a partir da Tabela 7.

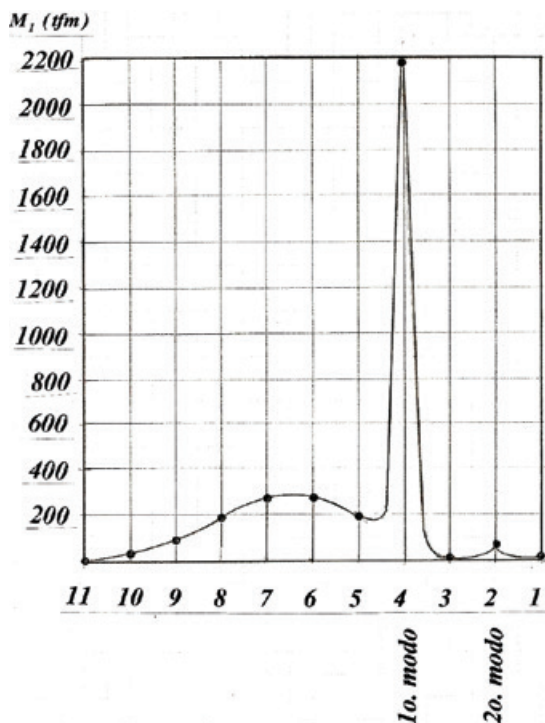


Figura 5 – Espectro de resposta do momento  $M_{t1}$  na base da chaminé. A área sob o espectro fornece a resposta total

Tabela 8 – Limite superior das respostas dinâmicas

k	$u_{f,24}$ (cm)	$\Theta_{f,24}$ (rad x $10^3$ )	$M_{f,1}$ (tfm)	$Q_{f,1}$ (tfm)
1	0,13	0,017	26	0,34
2	0,10	0,042	68	2,54
3	0,07	0,007	13	0,27
4	10,27	1,317	1095	13,17
2	2,28	0,299	229	2,45
6	2,48	0,319	267	3,31
7	2,46	0,312	280	3,87
8	1,58	0,199	185	2,71
9	0,71	0,089	83	1,21
10	0,30	0,038	35	0,51
11	0,05	0,006	6	0,09
$\Sigma=$	<b>20,43</b>	<b>2,65</b>	<b>2287</b>	<b>30,47</b>

Excitando a estrutura separadamente com cada um desses 11 carregamentos e somando as respectivas respostas de interesse, obtemos os limites superiores dessas respostas. Note-se que a probabilidade de os ângulos de fase das forças flutuantes se combinarem, de modo a se obterem esses valores limites, é praticamente nula.

Tabela 9 – Momentos flutuantes na base para 20 combinações aleatórias dos ângulos de fase

k	$M_{f,1}$ (tfm)
1	2031
2	1907
3	2036
4	2048
5	2000
6	2016
7	2078
8	1845
9	2059
10	2021
11	1893
12	2126
13	1940
14	2017
15	2081
16	1985
17	2096
18	2001
*19*	*2157*
20	2026



Tabela 10 – Momentos estáticos, dinâmicos e totais. Fator de rajada G

i	z (m)	$\Delta_{m,i}$ (tfm)	$M_{m,i}$ (tfm)	$M_{d,i}$ (tfm)	$M_i$ (tfm)	G
1	0	190	1278	2157	3625	2,69
2	5	174	1177	2014	3365	2,71
3	10	158	1080	1871	3109	2,73
4	15	143	986	1730	2859	2,75
5	20	129	896	1589	2614	2,78
6	25	115	810	1452	2377	2,79
7	30	103	727	1335	2165	2,84
8	35	91	649	1221	1961	2,88
9	40	79	574	1108	1761	2,93
10	45	69	504	997	1570	2,98
11	50	59	438	887	1384	3,03
12	55	50	376	782	1208	3,08
13	60	42	319	679	1040	3,13
14	65	34	267	579	880	3,17
15	70	28	218	482	728	3,21
16	75	21	175	394	590	3,25
17	80	16	136	310	462	3,28
18	85	12	102	232	346	3,27
19	90	8	72	161	241	3,24
20	95	5	48	106	159	3,21
21	100	3	28	61	92	3,18
22	105	1	13	26	40	3,00
23	110	0	3	3	6	2,00
24	113	0	0	0	0	-

A Tabela 8 apresenta os valores flutuantes dos deslocamentos  $u_{f,24}$  e rotações  $\theta_{f,24}$  do topo (nó 24), bem como os momentos fletores  $M_{f,1}$  e as forças cortantes  $Q_{f,1}$  na base (nó 1.)

A Fig. 5 mostra o espectro de resposta para o momento flutuante  $M_{f,1}$ ; o momento flutuante total é proporcional à área sob a curva. Há uma perceptível embora pequena, influência do 2º modo.

Os limites superiores totais das respostas são obtidos somando os da Tabela 8 (dinâmicos) com os estáticos decorrentes do carregamento devido ao vento médio (forças  $F_{m,i}$ ), como segue:

$$u_{tot,i} = u_{est,i} + u_{f,i} = 10,80 + 20,43 = 31,23 \text{ cm} \quad [38]$$

(deslocamento do topo)

$$\theta_{tot,i} = \theta_{est,i} + \theta_{f,i} = 1,36 + 2,65 = 4,01 \text{ milirad.} \quad [39]$$

(rotação do topo)

$$M_{tot,i} = M_{est,i} + M_{f,i} = 1278 + 2287 = 3565 \text{ tfm} \quad [40]$$

(momento na base)

$$Q_{tot,i} = Q_{est,i} + Q_{f,i} = 20 + 31 = 51 \text{ tf} \quad [41]$$

(força cortante na base)

#### 4.6 RESPOSTA CARACTERÍSTICA

As 11 funções harmônicas combinar-se-ão com ângulos de fase aleatórios, o que preserva o caráter estocástico do método. São analisadas  $j = 20$  combinações, através da definição aleatória desses ângulos; obtêm-se outras tantas respostas para o momento  $M_{f,1}$  na base.

A Tabela 9 apresenta os valores de  $M_{f,1}$  para as 20 combinações. Resulta:

$$M_{\text{médio}} = 2018 \text{ tfm} \quad [42]$$

(média)

Tabela 11 – Respostas características finais

Vento ⇒	Médio	Flutuante	Total	G
$M_1$ (tfm)	1248 (1462)	2157 (1779)	3453 (3241)	2,69 (2,22)
$Q_1$ (tf)	20 (23)	29 (24)	49 (47)	2,45 (2,04)
$u_{24}$ (cm)	11 (12)	20 (16)	31 (28)	2,82 (2,33)
$\theta_{24}$ (milirad.)	1,36 (1,56)	2,55 (2,11)	3,91 (3,67)	2,88 (2,35)
$\ddot{u}_{24}$ (m/s <sup>2</sup> )	- -	0,3877 (0,3255)	0,3877 (0,3255)	- -

Comparação com os resultados obtidos pelo método original<sup>(1)(3)</sup>

Tabela 12 – TQS. Respostas com 11 harmônicos, sem correção dos  $c_k$

Vento ⇒	Médio	Flutuante	Total	G
$M_1$ (tfm)	1278	3060	4338	3,39
$Q_1$ (tf)	21	39	60	2,86
$u_{24}$ (cm)	11	28	39	3,55
$\theta_{24}$ (milirad.)	1,36	3,63	4,99	3,67
$\ddot{u}_{24}$ (m/s <sup>2</sup> )	-	0,5832	0,5832	-

Sem a correção dos valores  $c_k$ , os resultados são excessivamente altos, como esperado

Tabela 13 – TQS. Respostas com 11 harmônicos, com correção dos  $c_k$

Vento ⇒	Médio	Flutuante	Total	G
$M_1$ (tfm)	1278	2082	3360	2,63
$Q_1$ (tf)	21	27	48	2,29
$u_{24}$ (cm)	11	19	30	2,73
$\theta_{24}$ (milirad.)	1,36	2,44	3,80	2,79
$\ddot{u}_{24}$ (m/s <sup>2</sup> )	-	0,3253	0,3253	-

Com a correção dos coeficientes  $c_k$  chega-se a valores próximos dos obtidos com o cálculo manual (que também a considera).

Tabela 14 – TQS. Respostas com 81 harmônicos, sem correção dos  $c_k$

Vento ⇒	Médio	Flutuante	Total	G
$M_1$ (tfm)	1278	2072	3350	2,62
$Q_1$ (tf)	21	27	48	2,29
$u_{24}$ (cm)	11	19	30	2,73
$\theta_{24}$ (milirad.)	1,36	2,40	3,76	2,76
$\ddot{u}_{24}$ (m/s <sup>2</sup> )	-	0,2975	0,2975	-

Com grande número de harmônicos, a correção dos  $c_k$  torna-se dispensável.

Tabela 15 – TQS. Respostas com 161 harmônicos, sem correção dos  $c_k$

Vento ⇒	Médio	Flutuante	Total	G
$M_1$ (tfm)	1278	1967	3245	2,54
$Q_1$ (tf)	21	26	47	2,24
$u_{24}$ (cm)	11	18	29	2,64
$\theta_{24}$ (milirad.)	1,36	2,28	3,64	2,68
$\ddot{u}_{24}$ (m/s <sup>2</sup> )	-	0,2805	0,2805	-

Aumentando o número de harmônicos, as respostas tendem a se estabilizar em valores ligeiramente inferiores aos obtidos com 11 funções.

$$\sigma = 77 \text{ tfm}$$

(desvio padrão)

[43]

$$\bar{M}_{f,1} = 2018 + 1,65 \times 77 = 2145 \text{ tfm}$$

(máximo provável, quantil 5%)

[44]

A combinação cuja resposta mais se aproxima de  $\bar{M}_{f,1}$  é a de  $j = 19$ , que será, portanto, adotada como sendo a combinação característica. Dela se obterão as respostas das grandezas de interesse em todos os nós da estrutura.

Na Tabela 10, estão apresentados os momentos ao longo da altura da estrutura, a saber:

$\Delta M_i$ : momentos fletores devidos a desaprumo acidental 1:400;

$M_{m,i}$ : momentos fletores estáticos devidos ao vento médio;

$M_{f,i}$ : momentos fletores dinâmicos devidos ao vento flutuante;

$M_i$ : momentos fletores totais característicos.

$$G = \frac{M_{m,i} + M_{f,i}}{M_{m,i}} : \text{fator de rajada.}$$

Na Fig. 6 apresenta-se a série temporal do momento flutuante na base  $M_{f,1}$ .

Na Tabela 11, são apresentados os valores finais dos esforços na base, bem como o deslocamento e a aceleração do topo, somando as respostas referentes ao vento médio e ao vento flutuante. Entre parêntesis, são indicados os valores obtidos com o método original.<sup>(3)</sup>

Há um acréscimo de 6% nas respostas ( $M$ ,  $Q$ ,  $u$  e  $\theta$ ) com relação àquelas obtidas pelo método original; note-se que, naquele método, admitia-se 48% para a pressão média e 52% para a flutuante, ao passo que, com a versão modificada, esses valores passaram para 42% (média) e 58% (flutuante), donde o grande aumento dos fatores de rajada  $G$ . Quanto à aceleração  $\ddot{u}$ , no entanto, o acréscimo é de 19%, o que se explica pelo fato de ser uma resposta puramente dinâmica.

#### 4.7 PROCESSAMENTO AUTOMÁTICO PELO PROGRAMA TQS

Como dissemos, a metodologia do “vento sintético” foi implantada no programa TQS, que permite a análise dinâmica no domínio do tempo de grandes estruturas modeladas em 3D. Em se tratando de procedimento inteiramente automático, é possível analisar, em breve tempo, uma estrutura complexa considerando um grande número de harmônicos e de combinações aleatórias dos ângulos de fase. Damos os resultados, sempre com 200 combinações de fase (em lugar das 20 usualmente consideradas no cálculo manual com 11 harmônicos).

### 5. CONCLUSÕES

- 1. O método do “vento sintético”, em seu formato original<sup>(1)(3)</sup> perde precisão quando se passa das

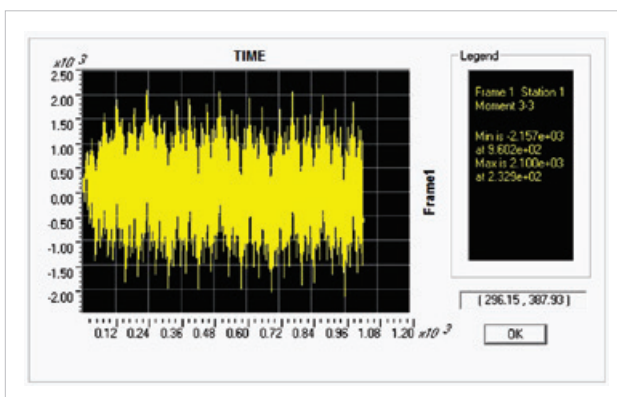


Figura 6 – Série temporal do momento  $M_{t1}$  na base da chaminé (SAP-2000)



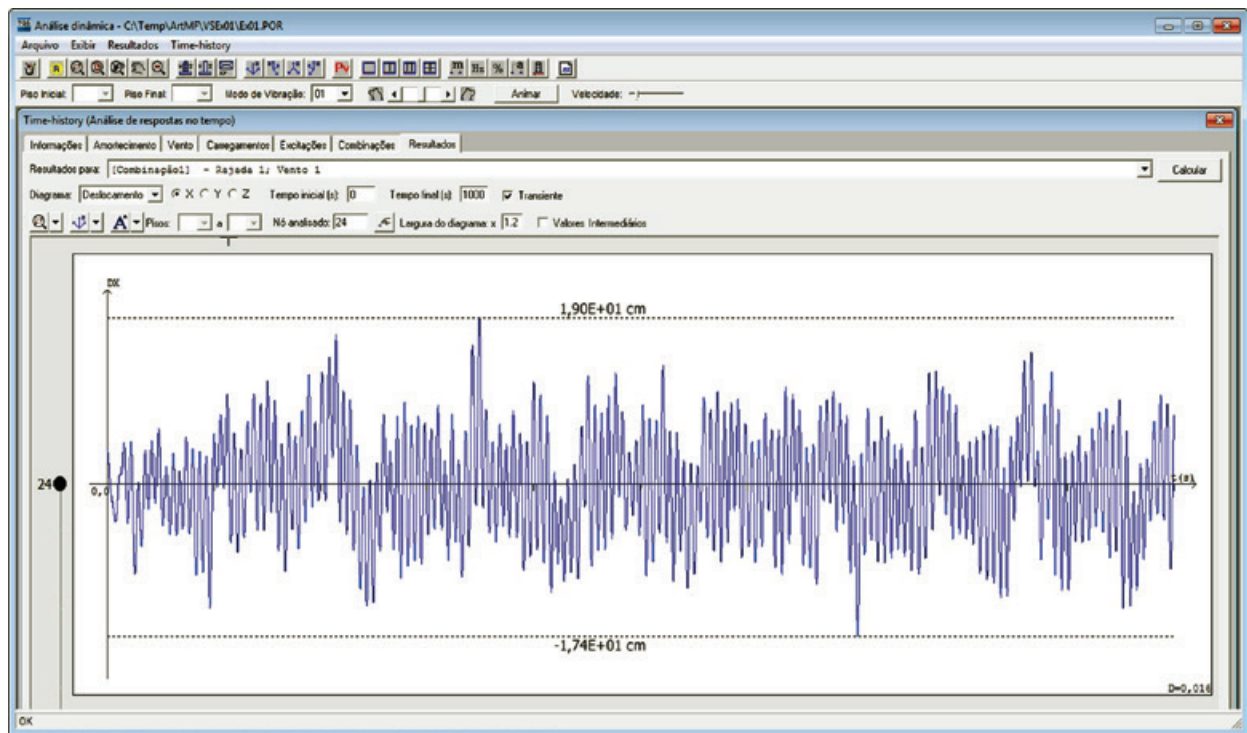


Figura 7 – Série temporal dos deslocamentos do topo (TQS)

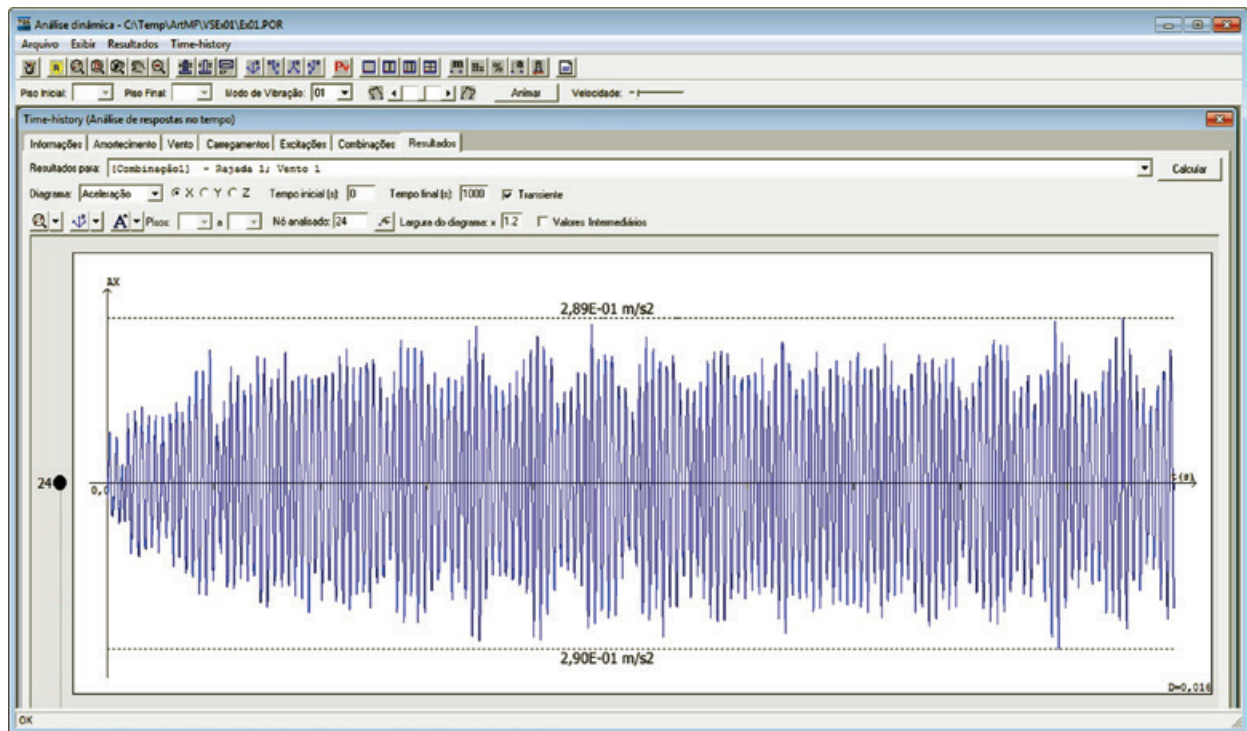


Figura 8 – Série temporal das acelerações do topo (TQS)

11 funções originalmente nele propostas para um número  $m$  de funções muito maior; isto porque em sua formulação a energia da flutuação das pressões não se conserva aumentando  $m$ . Assim sendo, modificou-se o critério de normalização das amplitudes  $c_k$ , substituindo a equação (1), do formato original, pela equação (11).

- 2. Utilizando 11 harmônicos, o que é aconselhável num cálculo manual, a modificação proposta tem pequena influência nos resultados. Para os esforços solicitantes e deslocamentos, no exemplo numérico, obteve-se, com a nova metodologia, um acréscimo de 6%. Já nas acelerações, onde a contribuição do vento médio é obviamente nula, o acréscimo foi maior, como esperado: 19 %.
- 3. Com 11 funções harmônicas, é indispensável efetuar a correção dos coeficientes  $c_k$ , que visa levar em conta que a contribuição da função ressonante

para a resposta total tem diagrama aproximadamente triangular, e não retangular como ocorre com a das demais funções; a soma das contribuições dessas últimas é denominada “resposta de fundo” ou em inglês “*background response*” na literatura especializada. (Fig. 6).

- 4. O cálculo automático (TQS), com 11 funções e com a correção acima mencionada, confirma os resultados do cálculo manual.
- 5. Com o emprego de um grande número de harmônicos, o que é possível utilizando o cálculo automatizado (TQS), a referida correção deixa de ser necessária. Com 81 funções, o resultado é muito próximo do obtido com 11 funções. As respostas obtidas com o cálculo automático são ligeiramente inferiores às do cálculo manual, o que se explica pelo fato de que, nesse último, foram feitos alguns arredondamentos simplificadoros a favor da segurança, que são desnecessários num cálculo automático.

## Referências Bibliográficas

- [01] Franco, M., “Direct Along Wind Dynamic Analysis of Tall Structures”, in International Conference on Tall Buildings, Proceedings, Rio de Janeiro, 1993.
- [02] Franco, M., Isyumov, N., “Overview of Procedures for Evaluating the Effects of Wind on Tall Buildings”, 2<sup>nd</sup> International Conference, C.T.B.U.H., High Technology Buildings, São Paulo, 1997.
- [03] Franco, M., “o “Vento Sintético” e a Análise Dinâmica das Estruturas de Grande Altura no Domínio do Tempo”, Boletim Técnico BT/PEF/0302 da Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2003.
- [04] Blessmann, J., “O vento na engenharia estrutural”, Editora da Universidade, U.F.R.G.S., Porto Alegre, 1995.
- [05] Carril Jr., C. F., “Análise numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Trelaçadas para Telecomunicações”, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da U.S.P., São Paulo, 2000.
- [06] Lanza, E. C., “Análise Dinâmica Elasto-Plástica de Estruturas Metálicas sob Excitação Aleatória do Vento”, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da U.S.P., São Paulo, 2003.
- [07] Cerqueira Leite, W. de, “Análise Dinâmica Estocástica de Estruturas de Cabos de Comportamento não Linear sob a Ação de Vibrações Aleatórias devidas ao Vento”, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da U.S.P., São Paulo, 2003.
- [08] Comité International des Cheminées Industrielles – CICIND – “Model Code for Concrete Chimneys, Part A: The Shell”, 2<sup>nd</sup> Edition, Hemel Hempstead, U.K., 2001.
- [09] Mita, A, Fuchimoto, M., “Soil-Structure Interaction Effects on the 121-Story SSH Building”, in International Conference on Tall Buildings, Proceedings, Rio de Janeiro, 1993.
- [10] Janeiro Borges, A. R., “Aerodinâmica das Estruturas Verticais Esbeltas”, Tese de Doutorado, Lisboa, 1977.
- [11] Simiu, E., Scanlan R. H., “Wind Effects on Structures”. 3<sup>rd</sup> Edition, New York, 1996. ●

# Edificações em Alvenaria Estrutural: prática, pesquisa e desafios

---

GUILHERME ARIS PARSEKIAN – PROFESSOR  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

---

Ao longo da história, muitas construções foram concebidas usando o peso de espessas paredes de alvenaria para evitar tração. O visível limite econômico dessa solução motivou o meio técnico a desenvolver métodos racionais para dimensionamento de alvenarias estruturais, aumentando o grau de competitividade desse sistema construtivo.

No período após a segunda guerra, as estruturas de concreto armado e aço estavam estabelecidas. Entretanto, era nítida a ideia de que a alvenaria estrutural poderia ajudar a resolver a grande demanda por novas construções. Estruturas de alvenarias não eram proibidas, mas suas regras de cálculo eram as mesmas do século anterior, com prescrições empíricas determinando paredes espessas. Um dos primeiros marcos de transformação é a norma britânica CP 111/1948. Baseadas nas pesquisas realizadas até então, novas regras foram criadas para o dimensionamento de paredes, incluindo alvenaria armada. Um grande grau de conservadorismo foi imposto a esse texto, uma vez que na época entendia-se que ainda mais ensaios eram necessários.

Um grande e importante estudo ocorreu na Suíça a partir de 1950. Após 10 anos de estudos no laboratório e com a ajuda de vários consultores e construtores, Paul Haller supervisionou a construção de vários edifícios de apartamentos de até 18 andares, com paredes que chegavam a 152 mm de espessura, em alguns casos.

Nos Estados Unidos, os resultados dos ensaios realizados nos anos 60 levaram à publicação de regras para dimensionamento de alvenaria não armadas pelo BIA (*Brick Industry Association*) e pelo NCMA (*National Concrete Masonry Association*). Em 1978, o comitê 531 do ACI

(*American Concrete Institute*) publicou a norma “*Building code requirements for concrete masonry structures*”, incluindo dimensionamento por Tensões Admissíveis para projeto de alvenaria armadas e não armadas. Essa foi base para a primeira norma brasileira de projeto, NBR 10837/1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Em 1988, as normas foram unificadas pelo *Masonry Standards Joint Committee* e são revistas a cada três anos.

No Brasil, a história de sucesso da Alvenaria Estrutural começou na década de 60. Para fabricar as casas para os trabalhadores que construiriam a UHE de Ilha Solteira, a empresa Camargo Corrêa importa uma máquina Besser e uma cidade inteira foi construída com blocos de concreto. Coincidentemente, hoje a UNESP (Universidade do Estado de São Paulo) de Ilha Solteira possui laboratório dedicado ao ensino e pesquisa de alvenaria. Após a construção, a máquina do bloco foi transferida para a área de São Paulo – Capital, onde a primeira fábrica foi instalada em 1966 [1].

Alguns pequenos edifícios foram concebidos com a ajuda de consultores americanos. No início dos anos 70, a cidade de São Paulo ficou surpresa ao ver a construção de edifícios mais altos. Esse novo sistema em que os pavimentos não são suportados por colunas e vigas, era chamado de “Alvenaria Armada”, mais parecido com o termo tradicional “Concreto Armado”. Anos mais tarde, o sistema foi renomeado “Alvenaria Estrutural”, compreendendo elementos não armados, armados e protendidos.

Os primeiros ensaios de parede foram realizados no IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo), na década de 70. No fim dos anos 80, uma parceria entre várias empresas e universidades, liderada pela Escola Politécnica da



Universidade de São Paulo, iniciou um programa para estudar o potencial de alvenaria estrutural. Vários ensaios foram realizados, novos componentes foram produzidos, desenvolveram-se equipamentos e ferramentas, padrões de projeto foram criados, índices de produtividade foram medidos e processos melhorados. Comparações de custo com outros sistemas de construção foram aferidos. Alvenarias, não apenas estruturais, mas também de vedação, começaram a ser objeto de estudo da engenharia e arquitetura. O primeiro curso de graduação em alvenaria estrutural foi oferecido naquela época em algumas universidades.

Estudos da época indicam uma diferença de até 25% no custo da construção de edifícios de 4 pavimentos em comparação com o sistema em concreto armado. Essa significativa diferença é decorrente não apenas da redução em materiais e mão de obra, mas principalmente pela mudança de paradigma da construção através da implantação de um sistema racionalizado.

Nessa mudança, as tolerâncias de construção devem ser rigorosamente seguidas. Uma parede construída fora de prumo deve ser demolida e refeita. Como resultado, a espessura do revestimento efetivamente construído era exatamente a projetada, sem uso de camadas de reboco para ocultar erros. Uma parede não é mais rasgada para a colocação de instalações hidráulicas e elétricas. Isto significava que projetistas tinham que verificar e fornecer detalhes para todas as interferências. Dimensões dos cômodos são projetadas modularmente de acordo com o tipo de bloco, sem qualquer corte na obra. O planejamento de construção é originado com informações de um projeto altamente detalhado. Esses procedimentos facilitam a construção, reduzem desperdícios e tempo de construção.

As primeiras construtoras a aderir ficaram felizes com o sistema, que logo se expandiu. Trabalhadores acostumaram-se a seguir um projeto detalhado e começaram a pedir desenhos para paredes de vedação. Foram fundadas várias



Figura 1 – Instalações hidrossanitárias externas à parede

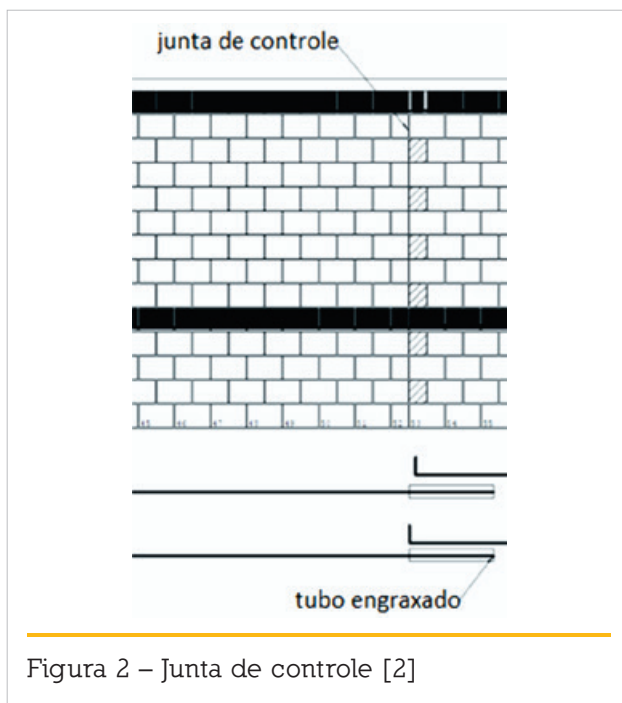


Figura 2 – Junta de controle [2]

empresas de projeto de engenharia e arquitetura, especializadas na disciplina.

A alvenaria estrutural se tornou o sistema construtivo amplamente escolhido para construir centenas de milhares de unidades residenciais na última década. De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland, o país tem 95 fábricas de bloco certificadas, que produzem cerca de 90 milhões de blocos/mês. Um adicional de 1.500 fábricas menores, com capacidade para produzir outras 150 milhões unidades/mês, é estimado.

## 1. PRÁTICA

### 1.1 DETALHES CONSTRUTIVOS

Todas instalações hidrossanitárias são realizadas fora de paredes estruturais, enquanto eletrodutos são usualmente colocados dentro dos vazados dos blocos durante a elevação das paredes (Figura 1). Recentemente, soluções com 100% das instalações externas à alvenaria têm sido executadas.

Assentamento de bloco com apenas dois cordões de argamassa é prática comum para edifícios baixos, podendo ser necessário o argamassamento total da face horizontal de bloco, de acordo com o projeto estrutural, para edifícios mais altos.

Uma prática comum para edifícios de até 5 pavimentos é o não preenchimento da junta vertical quando os

blocos são assentados. Concluída a parede (geralmente 2 semanas depois), essas são preenchidas com uma argamassa mais fraca. Em edifícios altos, a junta vertical é preenchida durante a construção da parede. A lógica é que é uma boa prática permitir juntas não preenchidas para acomodar deformações de retração inicial. No entanto, paredes de edifícios mais altos podem não suportar a redução da força de cisalhamento causada pelo não preenchimento das juntas verticais.

Quando os blocos são curados a vapor, a execução de cinta a meia altura é recomendada em paredes externas com mais de 7 metros de comprimento e internas com mais de 12 metros. Juntas de controle vertical (Figura 2) são recomendadas para paredes externas de mais de 9 metros e internas com mais de 15 metros. Esses limites são menores quando não há cura a vapor.

Recomenda-se armadura vertical mínima em edifícios de alvenaria não armada, de 1 barra de diâmetro de 10 mm nos encontros de paredes principais, incluindo:

- Paredes que precisaram de armaduras em andares inferiores;
- Paredes com comprimento superior a 3,5 m;
- Paredes isoladas, sem travamento lateral com outra parede;
- Todos os cantos do requadro do perímetro externo do edifício.

Outros detalhes são indicados nas figuras 2, 3 e 4, e em [2].

## 1.2 LITERATURA

Uma razoável literatura é hoje disponível, como exemplo:

- Tauil, C. A.; Cid, R. Alvenaria Armada (Pini, 1981);
- Tauil, C. A. Manual Técnico de Alvenaria (ABCI, 1990)
- ROMAN, H. R., MUTTI, C. N., ARAÚJO, H. N. Construindo em alvenaria estrutural. (UFSC, 1999)
- Ramalho, M. A.; Correa, M. R. S. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural. Pini, 2003
- Tauil, C. A., Nese, F. J. M. Alvenaria Estrutural (Pini, 2010)
- Parsekian, G.A. Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto. EdUFScar, 2012.
- Parsekian, G. A.; Hamid, A. A., Drysdale, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural EdUFScar, 2012.
- Mohamad, G. Construções em Alvenaria Estrutural. Blucher, 2015.

### 1.3 PROJETO AUXILIADO POR COMPUTADOR

Programas estão disponíveis para dimensionamento e detalhamento de edifícios de alvenaria estrutural, como o TQS/CAD-Alvest ([www.tqs.com.br](http://www.tqs.com.br)), e mais recentemente, o AltoQi-QiAlvenaria ([www.altoqi.com.br](http://www.altoqi.com.br)). Alguns dos modelos e ferramentas disponíveis em softwares brasileiros são inéditos e não disponíveis em outros países.

## 2. PESQUISA

O 1º Simpósio Nacional a abordar a alvenaria estrutural foi realizado em 1987 na cidade de São Paulo. O *International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries* foi realizado duas vezes no Brasil (Florianópolis-1994 e Belo Horizonte-2002). Em 2012, o *International Brick and Block Masonry Conference* foi realizado em Florianópolis.

De acordo com [3], há atualmente 50 programas de pós-graduação no Brasil em construção civil, vários com pesquisa em alvenaria estrutural, dentre eles: IPT, UFC, UFJF, UFMG, UFPE, UFRGS, UFRN, UFSC, UFSCar, UFSM, Unicamp, Unicap, UPE, USP, USP-SC e outros. Disciplinas de graduação dedicadas exclusivamente à Alvenaria Estrutural aos poucos vêm sendo oferecidas em universida-

des brasileiras. Na EESC-USP, a disciplina é oferecida desde a década de 80. O GDA, Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria (<http://www.npc.ufsc.br/gda/>), da UFSC, existe desde a década de 90. O Núcleo de Estudo e Pesquisa em Alvenaria Estrutural (NEPAE), da UNESP – Ilha Solteira, inaugurou laboratório dedicado ao tema em 2000 (<http://www.nepae.feis.unesp.br>).

O caso da Universidade Federal de São Carlos – UFSCar serve para ilustrar como alvenaria ganhou importância no país nas últimas décadas. De zero atividade antes de 2000, a Universidade agora oferece vários programas no campo da Alvenaria, em estreita colaboração com a indústria. O primeiro curso de graduação em alvenaria foi oferecido nesta universidade em 2003, como parte de uma disciplina de tópicos especiais. Então, em 2004, um curso opcional de alvenaria estrutural foi aberto, que se tornou parte do currículo obrigatório em 2005. A partir de 2008, a Universidade ofereceu vários cursos de desenvolvimento profissional em diversas regiões do Brasil. Um número estimado 700 profissionais de pós-graduação, engenheiros e arquitetos participaram de um curso oferecido pela UFSCar. A editora ([www.editora.ufscar.br](http://www.editora.ufscar.br)) publicou dois livros na área. Pesquisas de mestrado tiveram início em 2002, com mais de uma dezena de dissertações defendidas disponíveis

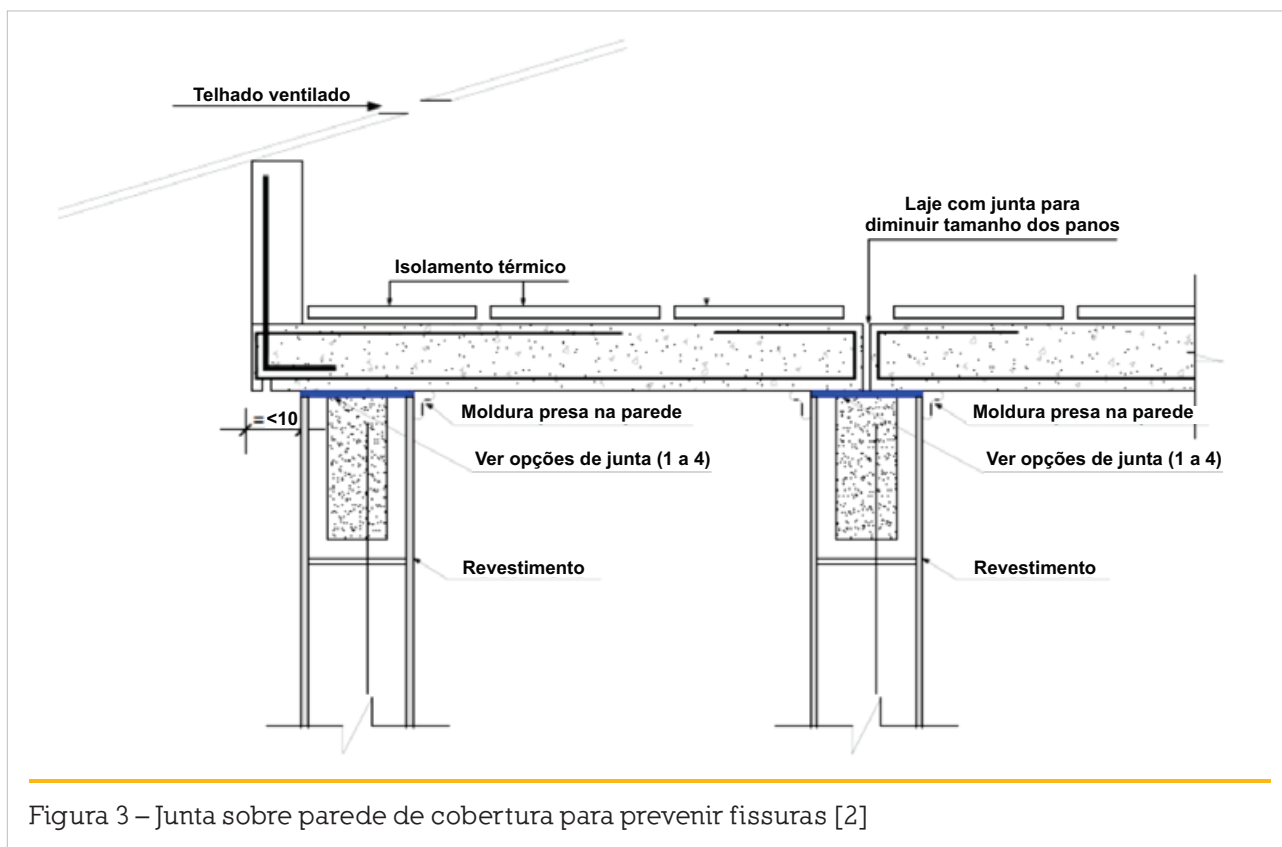
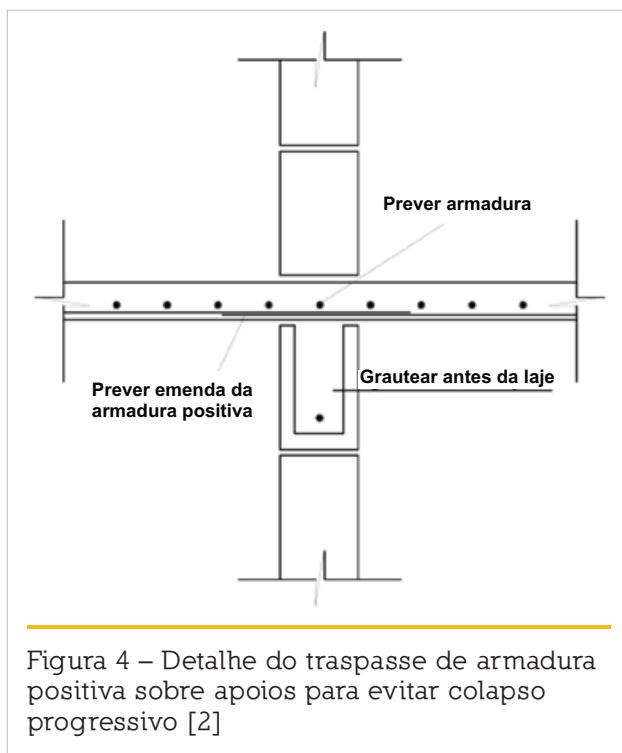


Figura 3 – Junta sobre parede de cobertura para prevenir fissuras [2]





em [www.ppgciv.ufscar.br](http://www.ppgciv.ufscar.br). O primeiro doutorado na área tem previsão de ser defendido em 2016 (Figura 5). Outras universidades em todo o país têm demonstrado progressos semelhantes neste campo.

### 3. DESAFIOS

#### 3.1 SUSTENTABILIDADE

Nada pode ser concebido hoje sem considerar as questões ambientais. A ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) e Bloco Brasil tem desde 2011 um estudo de Análise de Ciclo de Vida (ACV), disponível em [www.blocobrasil.com.br/projetos/cbcs](http://www.blocobrasil.com.br/projetos/cbcs)). Um ponto interessante é que todos os dados foram coletados localmente.

#### 3.2 NOVAS APLICAÇÕES

Uma das novas aplicações que têm aparecido no mercado de alvenaria é a utilização de argamassa polimérica para produzir alvenaria com junta de assentamento fina. Esta argamassa oferece a vantagem de ser “ready-to-use” do saco. Alguns problemas decorrentes do uso de argamassa polimérica referem-se à questão se a parede é suficientemente flexível para acomodar deformações e como lidar com

não conformidades dimensionais do bloco. Uma solução alternativa é incluir juntas regulares de 10 mm em alguns espaços durante a construção. A aplicação de argamassa polimérica em alvenaria estrutural ainda está sendo estudada.

Alvenaria de preenchimento, participantes de pórticos de concreto armado ou aço, não é um tema novo, havendo pesquisas brasileiras desde a década de 80 e internacionais muito mais antigas. É possível que projetistas adotem no futuro esse tipo de solução para garantir a estabilidade lateral de edifícios para os Estados Limites de Serviço, sendo esse tópico de futura revisão de norma.

Vigas de alvenaria têm sido utilizadas há muitos anos, mas a altura é normalmente limitada a uma ou duas fiadas e vão livre de não mais de 2,0 metros. Atualmente, muitos estudos em universidades brasileiras estão focando o comportamento de vigas de alvenaria. Isto inclui o uso armaduras treliçadas, a colocação de estribos na junta vertical, a incorporação da laje de concreto na mesa comprimida e outros.

Um modelo de pórtico realista de edifícios mais altos, levando em conta as juntas de alvenaria e suas ligações, é também um desafio.

#### 3.3 DESEMPENHO

Com a norma de desempenho em vigor, vários critérios devem ser respeitados, incluindo questões ambientais, isolamento térmico e acústico, durabilidade e segurança. A recente publicação “Manual de Desempenho – Alvenaria com Blocos de Concreto”, pela ABCP e Bloco Brasil, pretende ser um guia para atendimento à norma ABNT 15575.

#### 3.4 REFORÇOS

Métodos Não ou Semi-Destrutivos que permitam avaliar características de alvenarias construídas precisam ainda ser refinados. Existe demanda para avaliar várias construções onde há dúvida sobre a qualidade dos materiais e, infelizmente, não existe um registro de controle de obra adequado. Técnicas de reforços de alvenarias, especialmente à compressão e flexão, também precisam de melhor aprofundamento.

#### 3.5 LIMITES

Dois são os desafios para a indústria de alvenaria no Brasil. O primeiro refere-se à manutenção da produção e entrega dos blocos necessários, tendo por base o potencial já instalado, para atender a demanda de mercado. O se-



Figura 5 – Ensaios de prismas e paredes com blocos de concreto de alta resistência realizados na CESP – Ilha Solteira, dentro do doutorado de Ernesto Silva Fortes - UFSCar sobre “Comportamento de Edifícios Altos em Alvenaria Estrutural” - Projeto FAPESP 12/22454-0

gundo desafio é determinar o limite desta demanda. Muitas empresas de construção de fato têm eleito o sistema para seus projetos. Há duas décadas atrás havia a noção de que o sistema seria competitivo para edifícios com até 12 pavimentos. Nos últimos anos, no entanto, esse limite foi estendido para vinte andares. Algumas empresas querem tornar o sistema viável para a construção de edifícios ainda

mais altos. Um desafio significativo é determinar o limite do sistema, incluindo a estabilidade lateral, resistência à compressão e viabilidade econômica.

Outro desafio para os pesquisadores brasileiros é aumentar a visibilidade internacional da produção científica e tecnológica local. A referência [4], no qual este artigo em parte se baseou, procura contribuir para essa visibilidade.

## Referências Bibliográficas

- [01] VASCONCELOS, A. C. O Concreto no Brasil, Vol 3 - Pré-fabricação - Monumentos - Fundações. Editora Nobel, 2002. 352p.
- [02] Parsekian, G. A. Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto. EdUFScar, 2012.
- [03] Cardoso, F. F.: Projeto Inovação Tecnológica na Construção (PIT). Ciência, Tecnologia e Inovação e a Indústria da Construção Civil: elementos para a formulação de uma política para o setor. Oficinas CBIC/ANTAC. 2011.
- [04] Parsekian, G. A. The Success of Masonry Structures in Brazil: Practice, Research and Challenges. 9<sup>th</sup> International Masonry Conference, Guimarães, Portugal, 2014. ●

# RAA em fundações na região metropolitana do Recife: 10 anos de história

---

TIBÉRIO ANDRADE – PROFESSOR  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO (UFPE)

---

## 1. HISTÓRICO

No início de 2002, foi realizada uma investigação bastante relevante em uma ponte importante do sistema viário da cidade, a Ponte Paulo Guerra, dando a dimensão do que viria a afligir a engenharia pernambucana três anos depois. Os blocos de coroamento da referida ponte, que foi inaugurada em 1977, apresentavam-se, há bastante tempo, com um quadro intenso de fissuração, com elevada lixiviação do concreto pelas fissuras. A Prefeitura da Cidade de Recife decidiu, no final de 2001, realizar essa investigação na ponte devido ao agravamento desses sintomas, os quais traziam dúvidas no tocante à estabilidade da ponte.

A TECOMAT-Engenharia Ltda, empresa especializada em tecnologia de concreto da região, sob a orientação do Prof. Paulo Helene (PhD Engenharia), conduziram uma ampla investigação para o diagnóstico das causas do problema. Através de um programa de ensaios realizados nos blocos, foi diagnosticado que a principal causa da deterioração era a reação álcali-agregado.

Até aquela investigação, a engenharia local não tinha percepção que a RAA poderia afetar pequenos elementos de concreto de armado, achando que esse mecanismo estava restrito a barragens e hidrelétricas, como o caso ícone em nossa região, a Hidrelétrica de Moxotó. Na conclusão da investigação, foi questionado se os agregados foram utilizados única e exclusivamente nessa ponte. Entretanto, a suspeita não foi suficiente para uma maior investigação a respeito do problema.

Só a partir do desabamento do Edifício Areia Branca, no final de 2004, começaram a ser diagnosticados dezenas de casos de fissuração em blocos de coroamento e sapatas de edifícios residenciais, comerciais e obras de arte em pontes e viadutos. Essa “avalanche” de casos foi devido à, progressiva e sistematicamente, realização de inspeções em fundações de estruturas de concreto da RMR sendo essas inspeções uma iniciativa dos próprios usuários dessas edificações. Vale ressaltar que o desabamento do Edifício Areia Branca que teve repercussão em nível nacional, foi devido a falhas de concretagem nos arranques dos pilares no nível da fundação, tendo sido revelada a extensão desse problema somente após o seu desabamento.

Os quadros fissuratórios encontrados nos blocos dessas fundações foram bastante distintos, dependendo das variáveis intervenientes do mecanismo, quais sejam: reatividade do agregado, umidade do solo, geometria do elemento, densidade e distribuição da armadura, condições de restrição e tempo.

Nessa primeira fase, a “convulsão” foi enorme, em virtude das incertezas dos profissionais de engenharia da região quanto à segurança estrutural de algumas estruturas. Apesar dessa insegurança, nesse período, apenas um edifício comercial foi evacuado, podendo esse caso ser considerado, sob o ponto de visual, um dos mais graves.

O SINDUSCON/PE mobilizou-se para trazer especialistas sobre RAA, ocorrendo reuniões quinzenais com Prof. Paulo Helene, projetistas, geotécnicos e tecnólogos de concreto da região para tratar do problema.



Em paralelo, o próprio SINDUSCON/PE, com financiamento do SEBRAE/PE, promoveu uma pesquisa para identificação do potencial de reatividade dos agregados na RMR, sendo essa pesquisa coordenada pela Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), tendo os ensaios sido realizados pelo Laboratório de FURNAS.

Nessa pesquisa, foram coletadas amostras das 10 principais pedreiras, ativas e inativas, e 5 jazidas de agregados miúdos<sup>1</sup>. Os resultados tiveram grande relevância para o entendimento do problema na RMR, através da identificação dos agregados utilizados em estruturas de fundação com RAA na RMR e a correlação com os resultados da pesquisa.

No 47º Congresso Brasileiro do Concreto, do IBRACON, foi promovido um fórum sobre RAA, em que foram discutidos os problemas recentemente encontrados na capital pernambucana. Esse fórum contou com a presença do pesquisador canadense Benoit Fornier, que deu uma grande contribuição para o entendimento do problema, trazendo casos do exterior similares aos encontrados na região. O ano seguinte, no 48º Congresso Brasileiro do Concreto, no Rio de Janeiro, teve o “II Simpósio sobre reação álcali-agregado em estruturas de concreto”, no qual os casos encontrados na RMR também dominaram o evento<sup>2</sup>.

Paralelo a esses eventos, a engenharia pernambucana foi gradativamente entendendo o comportamento das estruturas de concreto armado afetadas pela reação álcali-agregado, chegando à conclusão de que ações de intervenção deveriam ser tomadas, mas que essas estruturas não apresentavam quaisquer sintomas de que esses elementos de fundação tivessem perdido a sua capacidade portante.

Atualmente, os casos diagnosticados, mesmos os de elevada intensidade, são tratados com certa naturalidade, sendo tomadas ações corretivas, sem a angústia e as incertezas dos primeiros anos em que foi diagnosticado o primeiro caso.

## 2. AGREGADOS REATIVOS DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE

Foi de uma importância vital a realização do trabalho de investigação do potencial de reatividade dos agregados da RMR, permitindo a obtenção de uma visão sistêmica do problema.

Das dez pedreiras pesquisadas, três apresentaram-

-se com maior potencial de desenvolver RAA. Ade maior expansão já estava desativada na época do estudo, entretanto, essa pedreira foi bastante atuante no mercado de agregado graúdo nas décadas 70, 80 e até o final da década de 90. O agregado dessa pedreira tem apresentado expansões entre 0,45% a 0,50%, pelo método das barras de argamassa. A segunda mais reativa no ensaio de expansão, com 0,30% a 0,35%, ainda atua no mercado e, ao longo de duas décadas teve e tem participação significativa no mercado de agregado graúdo.

Nas cinco jazidas de agregado miúdo, entre as amostras coletadas, apenas uma apresentou-se com potencial de reatividade. A informalidade da exploração dificulta a identificação de jazidas problemáticas, que foram utilizadas ao longo dos anos e que, na época da pesquisa, já não estavam sendo mais exploradas.

Entretanto, nessa pesquisa com os agregados miúdos, procurou-se agrupar as jazidas por macrorregião de exploração. Duas ao norte, duas ao sul e uma a oeste da RMR. As jazidas ao sul e ao norte apresentaram expansões nas barras de argamassa e petrografia que indicavam que os mesmos são potencialmente inócuos, enquanto a jazida à oeste da RMR apresentou potencial de reatividade.

As rochas que originaram os agregados graúdos identificados como potencialmente reativos foram classificadas como gnaisse, com textura milonítica ou cataclástica, constituída de grãos finos, tendo como minerais reativos o quartzo com extinção ondulante e quartzo microcristalino<sup>3</sup>. Já o agregado miúdo, classificado como potencialmente reativo no ensaio petrográfico, indicou a presença também de quartzo com extinção ondulante, quartzo microcristalino e também feldspato, como minerais reativos.

Esses agregados foram originados de rochas ígneas, que sofreram acentuado metamorfismo dinâmico, encontrado em falhas geológicas, e que afeta, principalmente, a textura das rochas, levando a deformação, quebra e moagem dos grãos de quartzo, gerando texturas miloníticas e cataclásticas.

Esses quartzos são mais suscetíveis de serem dissolvidos no meio alcalino da pasta de cimento, reagindo em seguida com os álcalis do cimento, produzindo o gel da reação, que se expande na presença de água, levando à fissuração do concreto.

Analisando o mapa geológico da região, pode se ob-

servar que as pedreiras e o agregado miúdo, potencialmente reativos, sofrem influência de uma falha geológica continental, que caminha de leste a oeste, cortando ao meio o Estado de Pernambuco. Essa falha continental está associada a falhas menores, que formam espinhas de peixe.

Todas as jazidas de agregados para concreto na RMR, tanto miúdo quanto graúdo, que estão próximos a essas falhas, isto é, sob a influência desse metamorfismo dinâmico, possuem tendência de serem classificados como agregados potencialmente reativos.

### 3. CARACTERÍSTICAS DAS FISSURAS ENCONTRADAS NOS BLOCOS DE COROAMENTO DE FUNDAÇÃO DA RMR

A tipologia típica de fissuras de elementos de concreto afetados por expansões internas é na forma de “mosaico”, em que, na superfície do concreto, se propagam de um único ponto 3 fissuras, mapeando a superfície. Nesses casos, pode-se dizer que a expansão tem uma característica isotrópica, ou seja, magnitudes de expansão muito próximas em todas as direções.

Pela figura 1, pode-se exemplificar a influência da distribuição da armadura na tipologia das fissuras induzidas por expansão do concreto. Em A, observa-se um bloco de concreto simples sem expansão, em que o estado de restrição a essa expansão é nulo. Em B, no bloco, está sendo simulado uma expansão interna, sendo observado um quadro fissuratório tipo “mosaico”, evidenciando uma expansão em todas as direções.

Em C, esse mesmo bloco, foi executado com o feixe de armaduras em uma única direção. Com a expansão, mostrado em D, as fissuras localizadas nas 4 faces

paralelas às armaduras estarão predominantemente orientadas na direção das barras.

Essa tendência é devido à restrição induzida pelas barras na direção perpendicular a elas, que impede a expansão nessa direção e, conseqüentemente, o aparecimento de fissuras perpendicularmente às barras. Por outro lado, nas 2 faces que contêm essas armaduras, o concreto está livre para expandir nas duas direções e as fissuras são do tipo “mosaico”.

Interessante é que, nessas 4 faces, com expansão restringida em uma direção, existe a tendência de que, na outra direção, que não está sendo restringida pelas armaduras, a magnitude das expansões serem mais elevadas. Essa condição leva a aberturas maiores de fissuras na direção das armaduras do que na condição de livre expansão.

Além das armaduras, as tensões decompressão atuante nos elementos de concreto também orientam as fissuras. A figura 2 mostra a influência do estado de compressão na característica de fissuração; A é um corpo de prova cilíndrico; B, corpo de prova comprimido com uma determinada tensão na direção axial; C, o corpo de prova submetido a uma expansão interna. As fissuras se orientam preponderantemente na direção radial, devido a direção do esforço de compressão, que impede a expansão e a abertura de fissuras horizontais.

Diferentemente da tipologia tipo “mosaico”, encontrados em elementos de concreto que possuem pouca ou nenhuma armadura e tem baixo estado de compressão, os blocos de coroamento, quando sofrem expansão interna, podem apresentar fissuras orientadas, com aberturas bastante significativas, na ordem dos centímetros e intensidade bastante heterogênea nas superfícies.

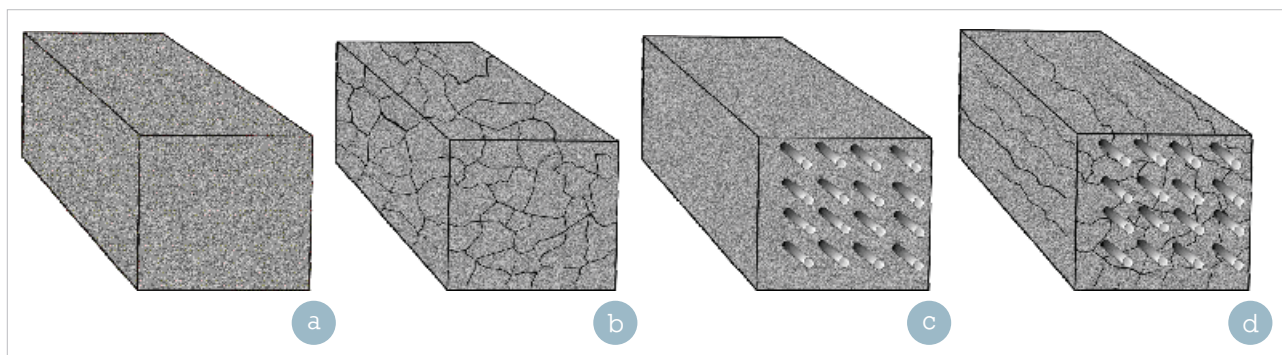


Figura 1 – Influência da distribuição das armaduras na tipologia de fissuras em elementos de concreto sujeitos à expansão interna induzida por R.A.A

Em função da tipologia das fissuras nos blocos de fundação destoar bastante da tradicionalmente conhecida, ela levou, inicialmente, a um entendimento de que a causa principal não poderia estar relacionada com o fenômeno de expansão do concreto, sendo o caso interpretado como um problema de ordem estrutural.

Diante disso, é importante o entendimento de como se dá a tipologia de fissuras nesses elementos, em função, principalmente, da restrição à expansão interna a que esses elementos estão sujeitos quando acometidos dessas reações.

A geometria e o sistema de equilíbrio de forças de bielas de compressão e tirantes nos blocos de coroamento induzem esses elementos a ter regiões com elevada restrição e outras, com baixa restrição à expansão. Essa particularidade leva esses elementos a ter estados de fissuração, em quantidade e abertura bastante diferenciados ao longo da peça.

A região inferior dos blocos de coroamento, próxima às cabeças das estacas, é fortemente restringida pelas bielas de compressão e pela densidade de armaduras dos tirantes, que formam uma malha bidimensional no nível das estacas, que impedem a expansão e a fissuração do concreto nessa região. Em inúmeras inspeções realizadas, não foram encontradas fissuras na superfície inferior desses elementos.

Por outro lado, nas faces laterais, ocorrem, com frequência, fissuras verticais, que, geralmente, são prolongamentos de fissuras induzidas na face horizontal superior dos blocos. À medida que caminham para região inferior do bloco, de maior restrição, vão reduzindo de intensidade até o seu total desaparecimento a uma certa distância dessa face.

O direcionamento vertical das fissuras nas faces laterais é devido à maior restrição imposta pelas ancoragens dos tirantes, que, na maioria dos blocos, sobem até a face superior. Essas ancoragens verticais induzem maior restrição à expansão horizontal do que as armaduras horizontais (costelas) existentes nessa região.

Em alguns casos observados, o projeto estrutural dos blocos detalha um comprimento de ancoragem dos tirantes menor do que a altura dos blocos, geralmente 2/3 dessa altura. Esse detalhamento induz ao aparecimento de uma fissura horizontal, de elevada abertura, que contorna todo perímetro do elemento, estando localizada imediatamente acima da extremidade dessa ancoragem.

Em dois estudos de casos, com blocos apresentando essas fissuras horizontais, foi extraída uma linha de testemunhos de pequeno diâmetro acima e abaixo dessa fissura, com o objetivo de determinar o seu encaminhamento no interior do concreto. A conclusão obtida, nos dois casos, é que a fissura mergulha no interior do bloco, formando um ângulo aproximado de 45° com a horizontal. A abertura dessa fissura vai diminuindo, à medida que o estado de compressão aumenta, devido às bielas de compressão no interior do bloco, até o seu total desaparecimento.

A superfície mais suscetível de apresentar um estado de fissuração mais intenso e do tipo “mosaico” é a superfície horizontal superior do bloco, que é a região de menor restrição à expansão, devido ao baixo estado de tensão de compressão e a inexistência ou a baixa densidade de armadura. Nessa superfície, é possível observar, em muitos casos, aberturas de fissuras na ordem de centímetros, conforme mostrado na figura 3.

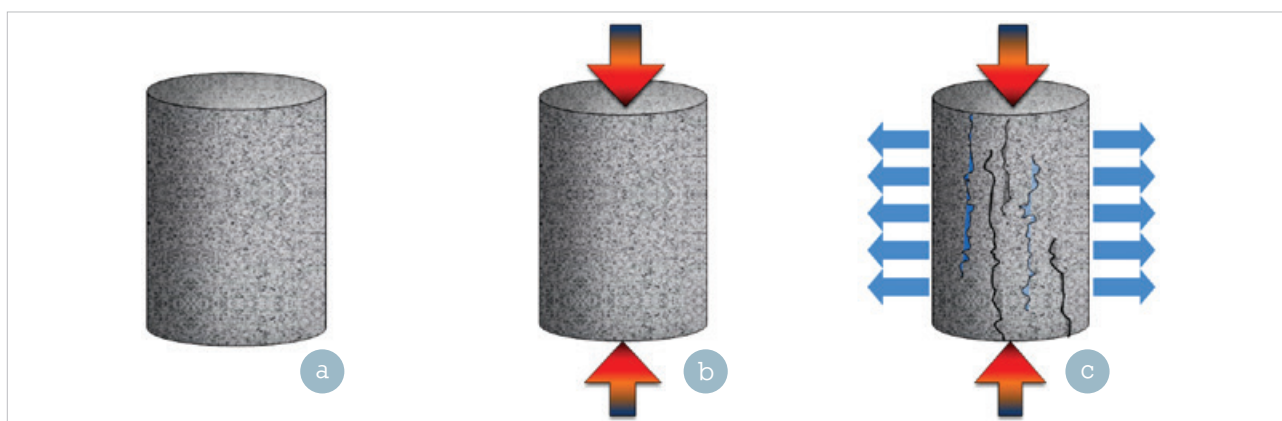


Figura 2 – Influência do estado de tensão de compressão na orientação das fissuras induzidas por expansão interna do concreto





Figura 3 – Superfície superior de um bloco de coroamento com abertura máxima de fissura na ordem de 30 mm

#### 4. CASOS MARCANTES DE RAA EM BLOCOS DE COROAMENTO NA RMR

Dentre uma centena de casos de blocos de coroamento com manifestações patológicas em edifícios e obras de arte, 3 deles foram particularmente marcantes e serão resumidamente descritos a seguir.

O primeiro caso de um edifício residencial inacabado, estando, na época, com apenas 10 lajes executadas de um total de 24. Os condôminos conseguiram resgatar o imóvel da massa falida e precisavam de uma avaliação do estado de deterioração da estrutura de concreto armado.

Na inspeção visual, realizada nos 17 blocos de fundação, foi diagnosticado um quadro fissuratório heterogêneo, existindo blocos fissurados e outros íntegros, mesmo entre blocos simétricos da estrutura.

Não foram observados problemas no tocante ao dimensionamento desses elementos, nem tão pouco deficiência na resistência do concreto utilizado que indicasse problema estrutural. Além disso, apenas 20% da carga estava atuando nos blocos de fundação.

Na investigação, foi possível rastrear as datas de concretagem dos blocos de fundação e as concreteiras fornecedoras do concreto. Essa rastreamento indicou que a fundação foi concretada em 4 datas distintas, utilizando 2 concreteiras. A 1ª, 2ª e a 4ª concretagem com a concreteira A e 3ª com a concreteira B.

Surpreendentemente, os 3 blocos com maior intensidade de fissuração corresponderam a 3ª concretagem, com o concreto fornecido pela concreteira B. O concreto

da 1ª e 2ª concretagem apresentaram pequenas fissuras e as peças, correspondente a 4ª concretagem, estavam totalmente íntegras.

Foram realizados 4 ensaios petrográficos, 1 ensaio para cada dia de concretagem. Os resultados indicaram que o agregado graúdo do concreto fornecido pela concreteira B foi originada de uma rocha com textura cataclástica/milonítica. Esse agregado graúdo foi rastreado como o terceiro mais reativo.

A figura 4 mostra uma vista de três blocos durante a fase de intervenção. Os do lado esquerdo, um fissurado, referente ao concreto da concreteira B, e o outro, ao fundo, similar, totalmente íntegro, da concreteira A. Nesse projeto, os tirantes têm ancoragem até 2/3 da altura dos blocos, podendo ser observada uma fissura horizontal, na foto à direita, imediatamente acima da extremidade dessa ancoragem.

A relevância desse caso foi a quebra do “ceticismo” do meio técnico de que RAA poderia ser a principal causa dos problemas recentemente encontrados nas fundações de estruturas de concreto da RMR. A partir desse caso, começaram levar em consideração o fenômeno de expansão.

Nesse caso, na intervenção, foi injetada resina epoxídica e, posteriormente, os blocos foram apicoados e encapsulados com concreto armado, conforme figura 5.

O segundo caso está relacionado à força da expansão e à influência da restrição no direcionamento e intensidade das fissuras. O edifício, nesse caso, é público, tendo sido diagnosticado em setembro de 2005, após 12 anos de construído<sup>4</sup>.



Figura 4 – Os 2 blocos idênticos, o primeiro com as fissuras colmatadas para a etapa de injeção e, o segundo, ao fundo, totalmente íntegro (foto à esquerda). Foto à direita, o bloco com a fissura horizontal acima da ancoragem dos tirantes

Nesse concreto foi utilizado o agregado graúdo de maior expansão no estudo realizado, podendo, numa classificação visual, ser considerado um dos casos mais graves encontrados até o presente momento na RMR.

A laje do pavimento térreo, diferentemente dos demais casos até agora diagnosticados, é armada e apoiada nas cintas e nos blocos de fundação. Essa laje é um elemento restrigente à expansão dos blocos na região superior e que ocorre com menor intensidade em outras estruturas, em que a laje está apoiada no terreno.

A restrição elevada, tanto na região inferior quanto na superior dos blocos, induziu uma forte expansão nas faces laterais, que levou ao surgimento de trincas horizontais ao longo do perímetro dos blocos. Além disso, o detalhe das armaduras contempla uma malha na face superior, descendo 0,30m na lateral desses elementos e a ancoragem dos tirantes sobem 1,0 m nessas faces. Os blocos possuem 1,75 m de altura, deixando 0,45m das faces laterais sem armadura, por onde as trincas horizontais foram induzidas.

A expansão foi tão intensa, que a indução da fenda



Figura 5 – Alternativa de intervenção com injeção de epóxi, apicoamento e encapsulamento do bloco com concreto armado





Figura 6 –Bloco fissurado lateralmente, a laje armada na superfície do bloco e a cinta apoiada nesse bloco fendilhada, com ruptura de 5 estribos próximos ao apoio

aberta na lateral do bloco gerou um esforço de fendilhamento na cinta apoiada nesse bloco, levando a fissuração desse elemento e a ruptura dos estribos próximos ao apoio, conforme pode ser visualizado na figura 6.

Nesse caso, foi adotado, na intervenção, o encapsulamento dos blocos com a introdução de cintas protendidas com barras de dwidag. Essas cintas foram posicionadas na região inferior, contornado todo perímetro do bloco, com o objetivo de confinar a peça na região mais crítica, onde se localiza as cabeças das estacas e os tirantes dos blocos. A figura 7 ilustra a intervenção utilizada nesse caso e é a solução que está sendo adotada nos

casos mais graves encontrados na RMR.

O terceiro e último caso foi escolhido pelo impacto visual causado na escavação do primeiro bloco de fundação, que estava bastante deteriorado. Esse caso foi mais recente, em dezembro de 2010, em um edifício residencial de 30 pavimentos. Através do rastreamento do concreto, foi identificado que o agregado gráudo utilizado foi o segundo mais reativo no estudo realizado anteriormente.

Os blocos estavam bastante deteriorados, particularmente o primeiro a ser investigado, conforme pode ser visualizado na figura 8. O bloco se apresentava intensamente fragmentado na face superior, com deslocamento relativo



Figura 7 – Solução adotada no segundo caso, com introdução de cintas protendidas em todo perímetro do bloco, localizado na região inferior desses elementos



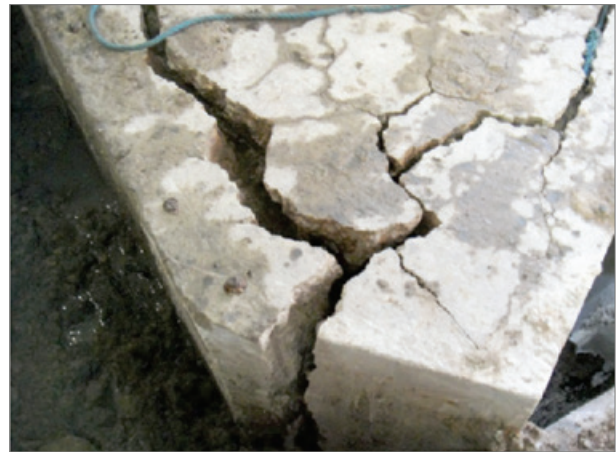


Figura 8 – Bloco bastante deteriorado na sua face superior, com deslocamento relativo de uma camada de concreto de uma das faces (esquerda)

lateral de uma das faces voltadas para uma cinta. Nesse caso, as faces laterais apresentam pouca incidência de fissuras. Foi adotado o encamisamento utilizando cintas protendidas, o mesmo princípio adotado no caso anterior.

Vale ressaltar que, desde 2005, em nenhum dos casos até agora diagnosticados, a superestrutura de concreto, mesmo nos mais graves, apresentou sintomas ou indícios dos problemas existentes nos elementos de fundação.

Após 2005, com o surgimento de inúmeros casos de RAA em blocos de fundação, ocorreu mudança no detalhamento das armaduras, bem como no concreto utilizado, sendo hoje uma premissa o uso de cimentos pozolânicos (CPIV) ou de escoria de alto forno (CPIII), ou de adição mineral no concreto, tendo como objetivo eliminar ou minimizar os problemas encontrados.

## 5. CONCLUSÕES

Os problemas de expansão e fissuração de blocos na RMR é um passivo que a engenharia pernambucana deverá enfrentar por muitos anos. Entretanto, até o presente momento, todos os casos diagnosticados indicam que esses elementos ainda se encontravam estáveis estruturalmente, quando da descoberta dos problemas.

Por outro lado, não se pode afirmar que, no futuro próximo, problemas dessa natureza, com a sua evolução, não possam levar a alguma instabilidade em alguma dessas estruturas, gerando consequências bem mais graves.

Diante disso, ocorre a necessidade de se realizar intervenções, mas sem a necessidade de se adotar ações que levem à evacuação e interdição dos imóveis e à insegurança aos usuários e à sociedade.

## Referências Bibliográficas

- [01] ANDRADE, T.; SILVA, J. J. R.; HASPARYK, N.P.; SILVA, C.M.. Investigação do Potencial de Reatividade para o Desenvolvimento de RRA nos Agregados Miúdos e Graudos Comercializados na Região Metropolitana do Recife. RAA 2006 - II SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO. Rio de Janeiro, 2006;
- [02] ANDRADE, T.. Histórico de Casos de RAA Ocorridos Recentemente em Fundações de Edifícios na Região Metropolitana do Recife. RAA 2006 - II SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO. Rio de Janeiro, 2006;
- [03] GRATTAN-BELLEW, P. E. Microcrystalline quartz undulatory extinction and the Alkali-Silica Reaction. Proceeding..., Ninth International Conference on RAA in concrete. London, 1992. pp. 383-394;
- [04] ANDRADE, T.; SILVA, J. J. R.; ALMEIDA, R.; PATROCÍNIO, J.; KIHARA, Y.; PECCHIO, M.. Diagnóstico de Reação Álcali-Agregado em Blocos de Fundação de um Edifício Público Situado na Cidade do Recife/PERAA 2006 - II SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO. Rio de Janeiro, 2006. ●

# Análise da percepção de usuários das edificações sobre leis de inspeção e ações de manutenção preventiva

---

CRISTIANE SARDIN PADILLA DE OLIVEIRA – PROFESSORA ADJUNTA  
LUIZ CARLOS PINTO DA SILVA FILHO – DIRETOR DA ESCOLA DE ENGENHARIA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

---

## 1. INTRODUÇÃO

O estoque de edifícios existente constitui uma importante parcela do patrimônio edificado de uma nação. Muitos edifícios e obras viárias em concreto armado estão atingindo idades elevadas, que superam a vida útil de projeto, ou apresentam degradação precoce, demandando obras de reparo ou reconstrução, que podem acarretar custos bastante elevados, diretos e indiretos. Muitas dessas obras não recebem atenção nenhuma, o que permite que a degradação avance sem controle.

A ausência de medidas de prevenção e tratamento de pequenas falhas leva a um agravamento de condições que repercute na forma de um desembolso de quantias elevadas. Uma estratégia de inspeção e manutenção bem articulada permitiria desembolsos menores, parcelados e previsíveis, que seriam mais bem acomodados nos orçamentos, evitando medidas de urgência, onde não há tempo nem espaço para negociações de valores. A ausência de manutenção aumenta o risco de acidentes, tanto de colapsos totais, que podem afetar seus usuários, como de desprendimento de partes, principalmente de elementos de fachadas, que, devido à localização sobre passeios públicos, podem representar sério perigo para os transeuntes.

Esta situação evidencia a necessidade, tanto econômica como técnica, de uma mudança cultural em relação aos hábitos de manutenção das edificações. A questão é que mudanças naturais de conduta envolvem um processo educacional demorado e gradual, que não se compatibiliza com a situação de algumas de nossas edificações. Normalmente, as mudanças de conduta podem ser aceleradas através da imposição de leis.

Para mudar esse panorama é necessário um conjunto de ações: melhorar a formação de técnicos, com foco na conservação de edifícios; aumentar a percepção dos usuários quanto ao funcionamento e estado de conservação de seus imóveis; e implantar estratégias de inspeção e manutenção preventiva. Essa mudança demanda investimentos e mudanças culturais, que nem sempre tem fácil aceitação. Nesse sentido, a criação de normas técnicas e leis de inspeção são fundamentais para acelerar e guiar a mudança.

## 2. ELABORAÇÃO DOS QUESTIONÁRIOS E DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O objetivo deste trabalho é avaliar, através de uma pesquisa de opinião, a percepção dos usuários das edificações sobre questões relacionadas ao risco associado à deterioração de elementos de fachada e da importância das inspe-

ções periódicas e das políticas de manutenção como forma de reduzir riscos e custos.

Para a realização da pesquisa, foi elaborado um questionário que poderia ser utilizado de duas formas: ou como roteiro para a entrevista com o usuário, ou seria entregue e solicitado seu preenchimento nos casos em que não fosse possível a entrevista pessoal. Das entrevistas realizadas, cerca de 50% foram em forma de entrevistas diretas e as demais foram através das respostas dos questionários.

As entrevistas foram realizadas com o usuário que fosse o responsável pelo pagamento da taxa de condomínio do imóvel. Esta limitação deve-se às questões que envolvem a noção dos valores dessas taxas. O entrevistado poderia ser o locatário ou o proprietário do imóvel.

Os edifícios escolhidos para as entrevistas deveriam ter necessariamente elevadores. Com essa exigência, procurava-se delimitar a pesquisa a edifícios mais altos, que caracterizam bem a gravidade da queda de fragmentos da fachada e também implicam maiores custos para a realização de inspeções ou manutenções em suas fachadas.

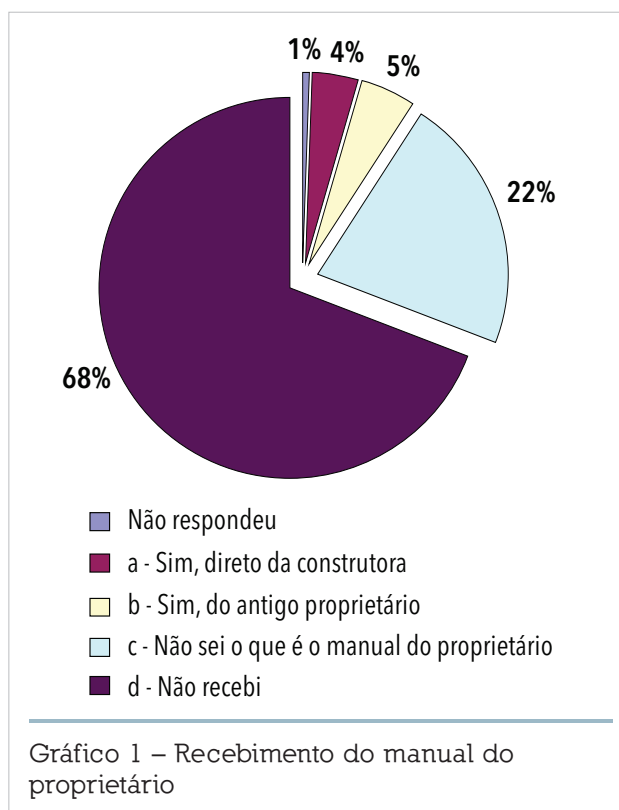
No total foram realizadas 464 entrevistas com os proprietários ou inquilinos de salas comerciais ou apartamentos, de 9 edifícios na região central de Canoas, cidade da região da grande Porto Alegre, e de 15 edifícios localizados na região central de Porto Alegre.

### 3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DO LEVANTAMENTO DE PERCEÇÃO DOS USUÁRIOS

A primeira questão visava diferenciar qual a relação do entrevistado com o imóvel, se proprietário ou locatário, resultando que 53% dos entrevistados eram inquilinos e 47% eram proprietários.

A segunda questão era sobre o manual do proprietário. O gráfico 1 mostra que 68% dos entrevistados responderam que não receberam este manual, 22% responderam que não sabiam o que era o manual, 4% disseram ter recebido o manual direto da construtora e 5% receberam direto do antigo proprietário.

Esses resultados mostram o desconhecimento do manual do proprietário, que tem a denominação atual de Manual de Operação, Uso e Manutenção, com conteúdo definido pela NBR 14.037 (2011). Como a obrigatoriedade da entrega deste manual é recente, muitas construtoras antes não o forneciam, por isso, como a maioria das edificações visitadas para as entrevistas eram construções com mais de



vinte anos, os entrevistados, em sua maioria, não haviam recebido este instrumento.

A terceira questão visava avaliar o conteúdo do Manual do Proprietário recebido, perguntando se este trazia informações sobre como fazer a manutenção do imóvel, mas este item foi prejudicado em virtude de poucos entrevistados terem recebido o manual.

A questão seguinte começava a abordar a percepção de risco por parte do usuário. A quarta questão visava levantar a percepção da possibilidade de ocorrer um problema que trouxesse despesas ou prejudicasse a utilização do edifício devido a uma falha na fachada. Mas, na montagem do questionário, optou-se por verificar esta possibilidade para os cinco principais sistemas da edificação: sistema estrutural, sistema elétrico, sistema hidráulico, sistema de fachadas e sistema de coberturas.

Ao responder a questão sobre qual a possibilidade de ocorrer um problema que trouxesse despesas ou prejudicasse a utilização do edifício devido a uma falha em um dos cinco sistemas listados, os entrevistados mostravam a percepção de risco em relação à possibilidade de falha desses sistemas. As respostas estão apresentadas na tabela 1.

Os entrevistados consideraram mais provável ocorrer falhas que trouxessem despesas nos sistemas elétrico e hi-



Tabela 1 – Qual a possibilidade da ocorrência de um problema que trouxesse despesas ou prejudicasse a utilização do edifício devido a uma falha em um dos sistemas?

Sistema	Respostas	%
Estrutura	Provável	25
	Improvável	73
	Nulo	2
Sistema elétrico	Provável	54
	Improvável	44
	Nulo	2
Sistema hidráulico	Provável	59
	Improvável	39
	Nulo	2
Fachadas	Provável	34
	Improvável	63
	Nulo	3
Telhado	Provável	30
	Improvável	68
	Nulo	2

dráulico. Realmente, estes sistemas necessitam de atividades de manutenção de forma constante, levando a percepção de gastos por parte dos condôminos. O sistema hidráulico particularmente está associado a atividades de manutenção que envolve não só as tubulações, como a necessidade de reparos nos elementos em que estão embutidas.

A confiança na estabilidade estrutural de sua edificação fica demonstrada na avaliação dos itens estrutura e cobertura, considerados com menor probabilidade de gerarem gastos. O sistema de fachadas está associado a atividades de recuperação principalmente motivadas pela estética, opinião muitas vezes externada durante a entrevista.

A tabela 2 traz os resultados da quinta questão que perguntava qual a possibilidade de ocorrer um problema que colocasse em risco ou machucasse as pessoas que utilizavam o edifício devido a uma falha em um dos sistemas citados.

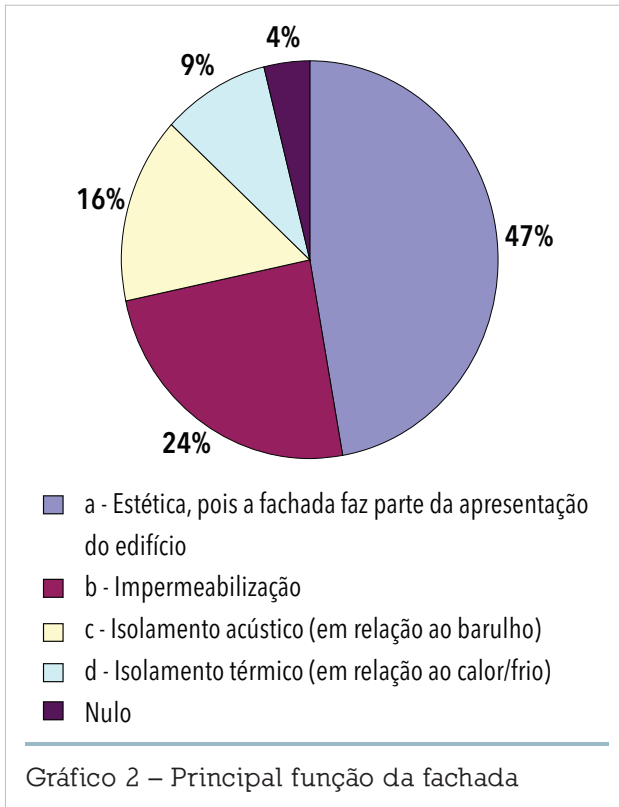
Com relação a esta questão, não se percebe as diferenças apresentadas quanto à questão anterior, que apenas solicitava uma análise financeira do risco. Nesta pergunta, o

entrevistado via-se obrigado a avaliar qual sistema poderia machucar alguém e, admitindo a existência do risco, projetar, além das despesas com seu reparo, riscos com a vida de pessoas. Se este sistema pode falhar, esta falha poderia ter sido evitada, assim não se pode classificar o incidente como apenas um acidente, situação mais cômoda para os responsáveis, que poderiam ter agido e evitado a perda de desempenho do sistema.

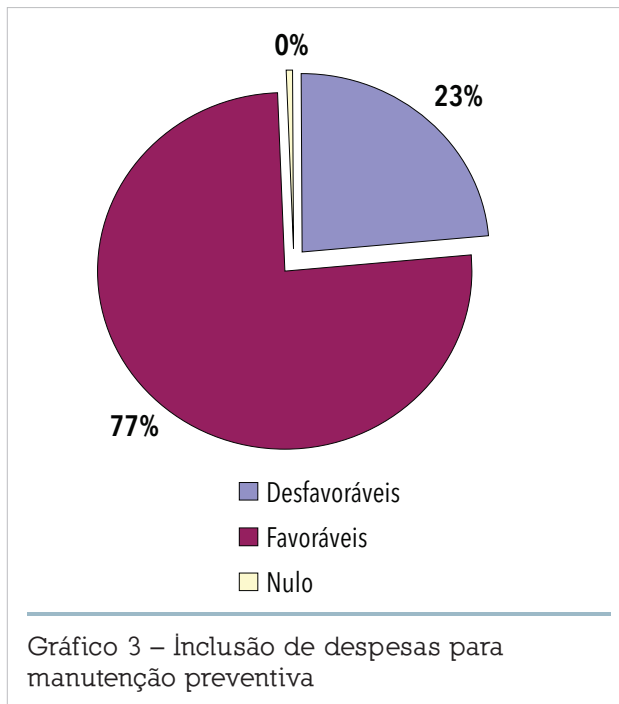
Nas respostas, não ocorreram grandes variações na avaliação dos riscos envolvidos com cada sistema. Mas em relação à questão anterior, percebe-se uma diferença razoável nas respostas nulas: de 2% passaram para valores que variaram de 12 a 20%. Nas entrevistas, era citado o desconhecimento do comportamento desses sistemas, impedindo a resposta. Mas este desconhecimento teria impedido também a resposta anterior, mas como se tratava apenas de valores financeiros, ficava mais fácil avaliar a questão, diferente de quando se é solicitado para uma avaliação de risco envolvendo pessoas.

Tabela 2 – Qual a possibilidade da ocorrência de um problema que colocasse em risco ou machucasse as pessoas que utilizavam o edifício devido a uma falha em um dos sistemas?

Sistema	Respostas	%
Estrutura	Provável	52
	Improvável	36
	Nulo	12
Sistema elétrico	Provável	58
	Improvável	22
	Nulo	20
Sistema hidráulico	Provável	58
	Improvável	27
	Nulo	15
Fachadas	Provável	55
	Improvável	27
	Nulo	18
Telhado	Provável	56
	Improvável	31
	Nulo	13



Visando avaliar a percepção da principal função da fachada, a sexta questão (gráfico 2) mostrou que 47% dos entrevistados acham que a principal função da fachada é estética, pois a fachada faz parte da apresentação do edifício.



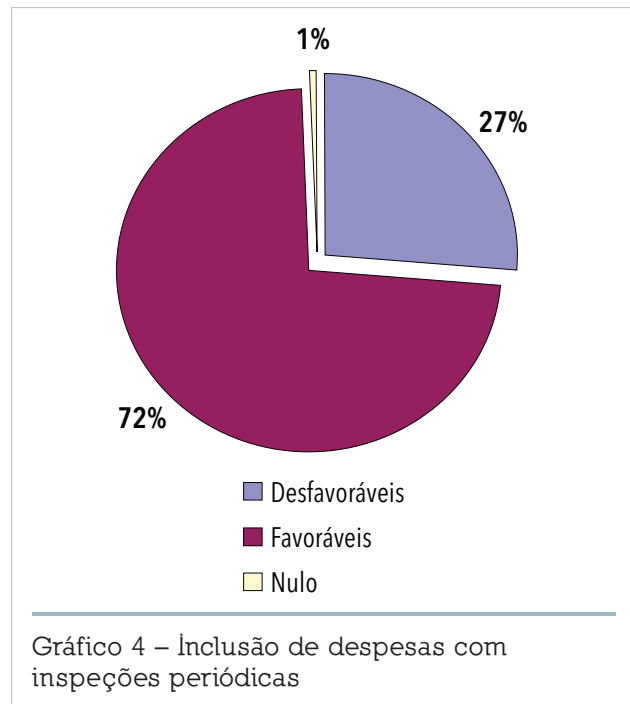
cio. Dos entrevistados, 24% consideram a impermeabilização como principal função, 16% consideram o isolamento acústico e 9% o isolamento térmico.

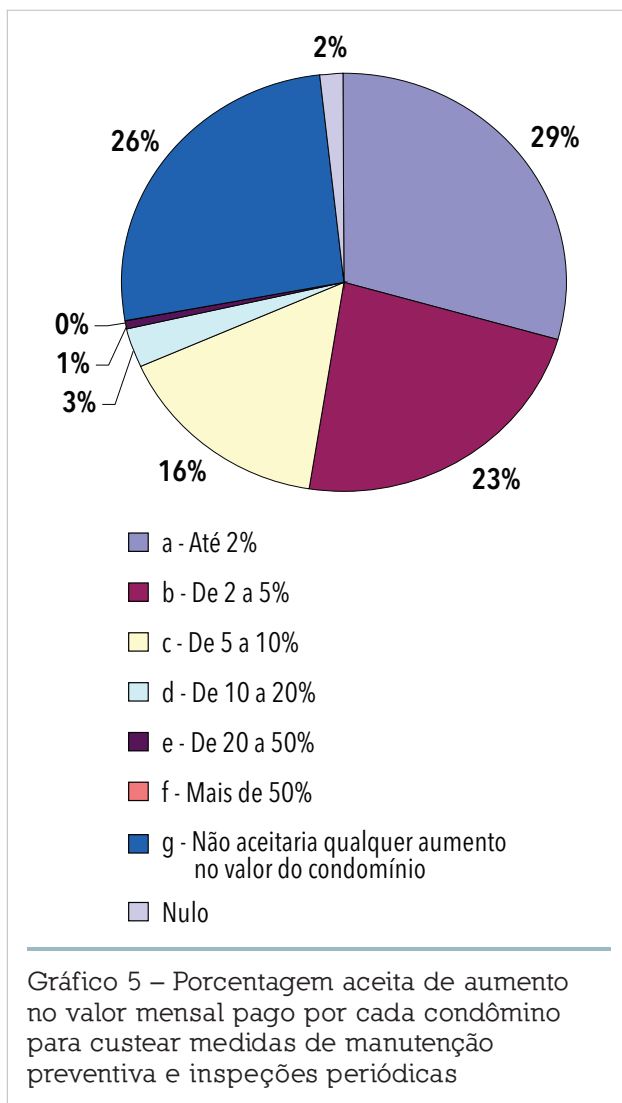
Em relação à função principal do sistema de fachada, 49% dos entrevistados tem percepção de que a função vai além da estética, reconhecendo sua importância como envelope protetor da edificação, devendo proporcionar estanqueidade, isolamento acústico e térmico, conforme previsto na Norma NBR 15575 (ABNT, 2003). Apenas 24% elegem a impermeabilização como principal função, função esta que quando falha gera enormes prejuízos aos ambientes internos, principalmente ao permitir a percolação de água nos elementos estruturais.

Procurando abordar a opinião do entrevistado em relação às despesas do condomínio com manutenção, a sétima questão perguntava se o entrevistado era favorável que, na taxa de condomínio, fossem incluídas despesas para manutenção preventiva, explicando o que seria um plano de manutenção periódico. O gráfico 3 mostra que 77% são favoráveis e 23% são desfavoráveis.

Nesta questão muitos afirmavam que a administração do condomínio já realizava este tipo de serviço, confundindo as manutenções corretivas com as preventivas, mesmo com a explicação da diferença.

A oitava questão tratava dos custos relacionados às inspeções periódicas, perguntando se o entrevistado era favorável





vel ao condomínio incluir, nas taxas condominiais, despesas com inspeções periódicas, realizadas por um profissional da área, que levantasse possíveis problemas no edifício. A maioria dos entrevistados (72%) respondeu que era favorável e 27% posicionaram-se desfavoráveis (gráfico 4).

Na 9ª questão, avaliou-se a aceitação por parte do condômino do pagamento por serviços que ocorreriam, caso fosse implantado um sistema de manutenção preventiva. Na pergunta sobre a concordância com um aumento no valor mensal pago por cada condômino para custear essas despesas, 29% responderam aceitar um acréscimo de até 2% no valor do condomínio mensal, 23% aceitariam um acréscimo de 2% a 5% ao mês, 16%, um acréscimo de 5% a 10%, 3% dos entrevistados aceitariam um acréscimo de 10 a 20%, 1% aceitaria aumentos de 20 a 50% e nenhum entrevistado aceitaria aumentos maiores do que 50% do atual valor pago (gráfico 5).

Uma parcela razoável dos entrevistados (26%) afirmou que não aceitaria acréscimo nos atuais valores pagos. Destes, muitos alegaram que o valor mensal pago pelo condomínio do edifício já estava elevado. Alguns entrevistados consideravam que o condomínio já recebia valores suficientes, mas que eram mal administrados, não apresentando resultados satisfatórios. No geral, percebia-se uma insatisfação na forma como o condomínio era administrado, apesar de reconhecerem que a manutenção da edificação exigia gastos.

Avaliando o resultado desta questão, percebe-se que 72% dos entrevistados aceitariam acréscimos no valor das taxas condominiais, confirmando os resultados da 7ª e 8ª questão. Estes valores mostram um cenário favorável para a implantação de um sistema de inspeções periódicas e manutenção preventiva, pois conforme o sistema fosse implantado, ter-se-ia uma redução de custos, pois as chamadas extras para o pagamento de concerto ou reposição em caráter de urgência diminuiriam, já que as medidas preventivas teriam sido previamente executadas, dentro do cronograma de atividades do condomínio.

No início do questionário, o entrevistado identificava-se como inquilino ou proprietário do imóvel. Em todas as questões, não houve grandes diferenças entre os grupos de respostas, inclusive em relação às questões 7 e 8. Mas, em relação à questão 9, quando há a colocação de valores percentuais de aumento do condomínio, percebem-se diferenças nos valores que seriam aceitos como aumento do valor da parcela mensal do condomínio entre os que alugam o imóvel e os que são proprietários.

Conforme a tabela 3, percebe-se que uma porcentagem maior de inquilinos (79%) aceita pagar aumentos pequenos de até 2% nos valores das taxas condominiais contra 58% dos proprietários. A mesma diferença ocorre em relação ao grupo que não aceita qualquer aumento no valor das taxas, 33% dos inquilinos contra 19% dos proprietários. Considerando o grupo que aceitaria pelo menos 2% de aumento das taxas condominiais, 65% dos locatários seriam a favor, mas 79% dos proprietários aceitariam algum aumento.

Esta menor receptividade em relação aos locatários quanto aos valores a serem gastos pelo condomínio com manutenção preventiva e inspeções periódicas, já era esperado, pois os inquilinos têm uma tendência a cobrar por bons serviços por parte da administração do condomínio para o momento atual, quando estão utilizando a edificação, não se preocupando, nem valorizando, serviços que irão prorrogar a vida útil da edificação.



Tabela 3 – Diferença entre inquilinos e proprietários para os valores de porcentagem aceitos como aumento no valor mensal pago por cada condômino para custear medidas de manutenção preventiva e inspeções periódicas

	Inquilinos	%	Proprietários	%	Total	%
a - Até 2%	79	32	58	27	137	29,53
b - De 2 a 5%	48	19	59	27	107	23,06
c - De 5 a 10%	31	12	42	19	73	15,73
d - De 10 a 20%	4	2	10	5	14	3,02
e - De 20 a 50%	1	0	2	1	3	0,65
f - Mais de 50%	0	0	0	0	0	0,00
g - Não aceitaria qualquer aumento no valor do condomínio	81	33	41	19	122	26,29
Nulo	4	2	4	2	8	1,72
Total	248	100	216	100	464	100,00

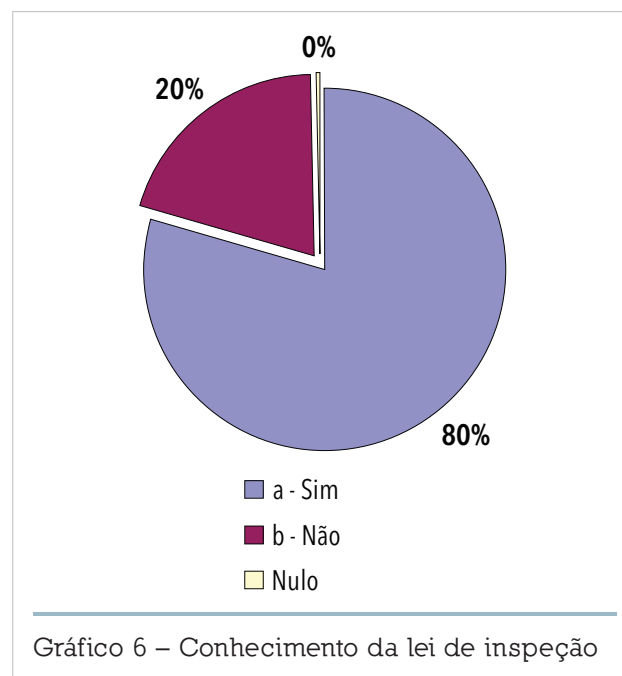
A 10ª questão tratava sobre o conhecimento dos entrevistados da Lei Municipal nº 6.323/88, da cidade de Porto Alegre, regulamentada pelo Decreto 9425, que declara os proprietários responsáveis pela manutenção e conservação dos elementos construtivos das fachadas e/ou dos elementos apostos às fachadas, sujeitos a multas e até interdição do prédio. Dos entrevistados, 80% responderam terem conhecimento da Lei e 20% alegaram desconhecê-la (gráfico 6).

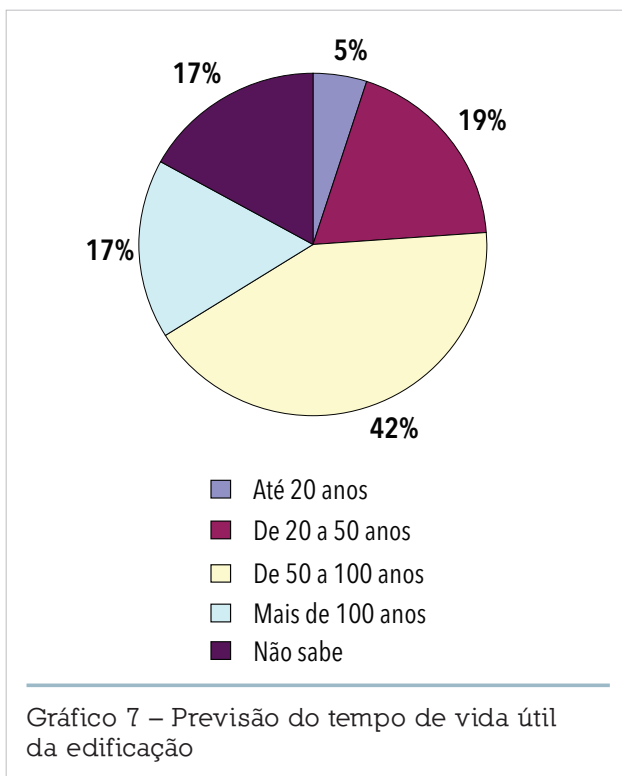
Tentando abordar a percepção da importância das atividades de manutenção em relação à conservação do desempenho da edificação, a questão seguinte perguntava quanto tempo que o entrevistado julgava que o seu edifício duraria. Esta questão, no geral, exigia um tempo maior para a resposta. As mais rápidas ocorriam quando o entrevistado respondia que o edifício duraria para sempre, ou “pelo menos até eu morrer”. Muitas vezes, surgia o comentário de que o entrevistador é que saberia responder esta questão, referindo-se a ser da área da engenharia.

Conforme o gráfico 7, 5% dos entrevistados responderam até 20 anos. A estas respostas geralmente seguiam comentários sobre a má qualidade da construção ou a administração não satisfatória do condomínio.

Consideraram a vida útil de 20 a 50 anos, 19% dos entrevistados. Nas respostas, 42% citaram a vida útil de 50 a 100 anos, 17% consideraram mais de 100 anos e 17% alegaram não ter noção da vida útil possível de uma

edificação. A indecisão para responder esta questão mostra como o usuário não está acostumado a considerar que o edifício teria uma vida útil e uma perda de desempenho ao longo desta. Diferente em relação a outros equipamentos, como automóveis ou eletrodomésticos, que as pessoas têm uma melhor noção do envelhecimento e da necessidade da manutenção, inclusive a percepção do risco de operá-los sem a devida manutenção.





Em relação à importância da manutenção, a 12ª questão questionava se o entrevistado considerava que, sem manutenções periódicas no edifício, ele duraria o mesmo período de tempo. Conforme gráfico 8, 89% dos entrevistados responderam que não, o edifício teria uma vida útil menor, e 10% consideraram que o edifício teria a mesma vida útil, independente da realização das manutenções. Esta questão confirmava o conhecimento dos entrevistados da importância da manutenção para o desempenho satisfatório da edificação, mostrando mais uma vez, o cenário positivo para a implantação de um programa de inspeções e manutenção periódica.

#### 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A adoção de sistemas de manutenções periódicas pelas edificações brasileiras seria a mudança de um grande paradigma da cultura brasileira, pois se evitaria intervenções emergenciais, passando a organizar o processo de manutenção, evitando-se transtornos para os usuários das edificações e gastos desnecessários gerados por despesas não programadas.

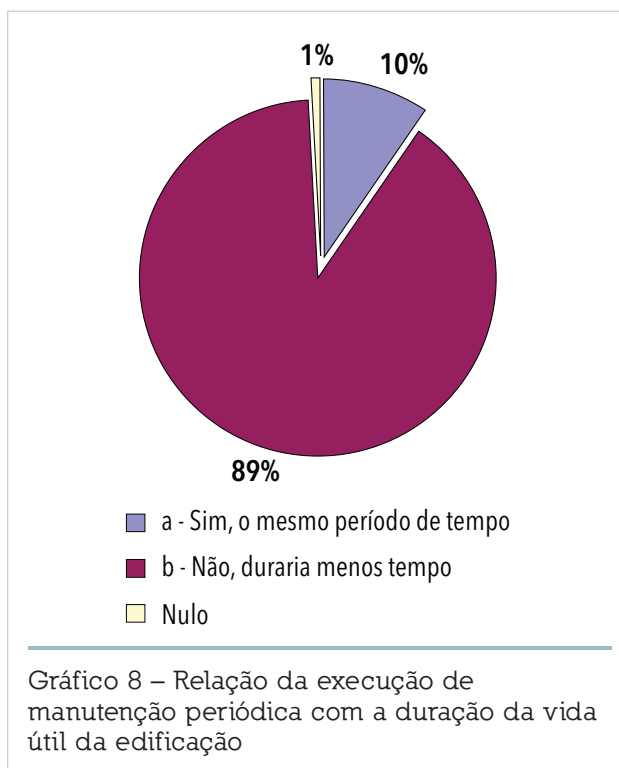
Ao se fazer inspeções periódicas, observa-se que fazer as atividades de manutenção dentro do período correto, não esperando que os materiais construtivos percam o seu desempenho, torna-as menos onerosas, pois outros sistemas não são danificados pela perda de desempenho do sistema de proteção. E como não mais serão classificadas como ati-

vidades emergenciais, podem ter seus custos parcelados, orçamentos mais bem realizados, facilitando o gerenciamento dessas atividades.

Com o aumento da conservação das edificações, têm-se edifícios cada vez mais antigos, majorando a responsabilidade pela manutenção do desempenho e da estabilidade destas. A especialização de profissionais na área de manutenção de edificações passaria a ter um aumento de demanda, e esta área atualmente tão desprestigiada, relegada ao segundo plano em importância para a construção civil, passaria a ter o destaque merecido.

Como garantia de que as manutenções seriam realizadas de forma adequada, permaneceria a importância das leis de inspeção, alertando para os usuários que o patrimônio construído está envelhecendo e precisa ser conservado. A adoção de um sistema de manutenção preventiva para a edificação deve estar baseada nas informações fornecidas ao usuário no Manual de Operação, Uso e Manutenção, e nas inspeções periódicas realizadas.

A pesquisa visando avaliar a percepção de risco por parte do usuário da edificação mostrou que esta percepção existe e, somada ao posicionamento de aceitação de alterações nos valores das taxas condominiais para a adoção de sistemas de manutenção preventiva, tem-se um cenário favorável à aplicação de mudanças na forma de conservação de edificações. ●



# Estruturas de concreto: contribuição à análise da segurança em estruturas existentes – Parte I

DOUGLAS COUTO, MARIANA CARVALHO, ANDRÉ CINTRA – ENGENHEIROS CÍVIS  
PhD ENGENHARIA

PAULO HELENE – PROFESSOR TITULAR  
USP/PhD ENGENHARIA

## 1. INTRODUÇÃO

Devido aos recentes acontecimentos relacionados ao colapso de estruturas no Brasil<sup>1</sup> e no mundo<sup>2</sup>, cresce cada vez mais a atenção do meio técnico para questões de segurança estrutural. Há vários casos de edificações que estão ruindo até mesmo antes da entrega ao cliente, ou seja, durante o período de construção. Além disso, cresce o interesse do mercado pelo *retrofit* de estruturas existentes, o que torna este assunto atual e de grande interesse prático, pois uma grande parte dos projetistas estruturais não dominam os conceitos, modelos e critérios de introdução da segurança no projeto de estruturas existentes.

Ainda que estejam sujeitas à depreciação ao longo do tempo, por estarem expostas ao ambiente e também pelo uso, e mesmo que sejam adequadamente mantidas ou não em conformidade com a ABNT NBR 5674:2012<sup>3</sup>, é inviável e inaceitável, econômica e ambientalmente, que as edificações sejam simplesmente substituídas ao atingirem o fim de sua vida útil de projeto (VUP), prevista conforme ABNT NBR 15575:2013<sup>4</sup>.

Também é inaceitável que estruturas existentes se-

jam analisadas segundo procedimentos adequados apenas a estruturas novas, muitas vezes resultando em intervenções e reforços desnecessários que inviabilizam o negócio por prazo e/ou por custo excessivo, criados por um projeto equivocado.

Portanto, diante da complexidade do estudo e análise de estruturas existentes, da constatação da frequência de colapsos parciais ou globais de estruturas em uso ou mesmo em construção<sup>5</sup>, e considerando que o país já tem uma imensa quantidade de estruturas com idade avançada, com patrimônio incalculável do ambiente já construído em concreto, a discussão da segurança dessas obras fica ainda mais necessária e urgente.

Diversas são as razões que podem levar à necessidade de se avaliar a segurança de uma estrutura existente, conduzindo a escopos de trabalho distintos, expostos no Quadro 1.1.

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas<sup>6</sup>. Segundo a ABNT NBR 8681:2003<sup>7</sup> e a ABNT NBR 6118:2014<sup>8</sup>, os coeficientes de ponderação das solicitações e das resistências, adotados na fase de projeto, levam em conta incertezas e imprecisões relacionadas com

<sup>1</sup> TORRE DE MINHO DESABA E DEIXA 5 FERIDOS EM MACEIÓ; MORADORES SÃO RETIRADOS. DESCREVE O DESABAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE 50 ANOS DE IDADE QUE, MESMO APÓS REFORMAS QUE AUMENTARAM O PESO DO CONJUNTO, NÃO TEVE NENHUM REFORÇO ESTRUTURAL. O ACIDENTE DEIXOU FERIDOS E CASAS DANIFICADAS. DISPONÍVEL EM: <http://g1.globo.com/al/alagadas/noticia/2014/09/minho-que-desabou-em-maceio-tinha-problemas-estruturais-diz-laudo.html>. ACESSO EM 08 OUT. 2014.

<sup>2</sup> ONCE INVESTIGACIONES POR CASO SPACE PRELLIYERON; FISCAL. DESCREVE CASO LAMENTÁVEL DE COLAPSO DE TORRE EM COLÔMBIA, SEGUIDO DA DEMOLIÇÃO E IMPLOSION DE OUTRAS TORRES SIMILARES POR ERRO GRAVE DE PROJETO. DISPONÍVEL EM: <http://www.vanguardia.com/actualidad/colombia/279832-once-investigaciones-por-caso-space-prelliyeron-fiscal>. ACESSO EM 01 OUT. 2014.

<sup>3</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: MANUTENÇÃO DE EDIFICAÇÕES. REQUISITOS PARA O SISTEMA DE GESTÃO DE MANUTENÇÃO. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2012.

<sup>4</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: EDIFICAÇÕES HABITACIONAIS – DESEMPENHO. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2012.

<sup>5</sup> COMO EXEMPLO, PODE-SE CITAR OS RECENTES E IMPORTANTES COLAPSOS: EDIFÍCIO AREIA BRANCA (PERNAMBUCO, 2004. EDIFICAÇÃO COM 25 ANOS, ENTREGUE EM 1979, RUÍU COMPLETAMENTE DEVIDO A FALHAS DE EXECUÇÃO NAS LIGAÇÕES DE SAPATAS E PILARES), EDIFÍCIO REAL CLASS (PARÁ, 2011. RUÍU EM CONSTRUÇÃO DEVIDO A ERROS NO PROJETO E DE CONSTRUÇÃO), EDIFÍCIO LIBERDADE (RIO DE JANEIRO, 2012. DESABOU, LEVANDO CONSIGO DUAS CONSTRUÇÕES ADJACENTES, SENDO CONSTATADO ERROS NOS PROCEDIMENTOS DE REFORMA), SHOPPING RIO POTY (PIAUÍ, 2013. EDIFICAÇÃO EM CONSTRUÇÃO QUE COLAPSOU DEVIDO A FALHAS NA EXECUÇÃO RELACIONADAS AO ESCORAMENTO).



Quadro 1.1 – Algumas razões, escopos e ações que justificam a análise da segurança de uma estrutura existente (HELENE, 2012) [01]

Razões	Escopo	Ações
O controle de recebimento, em obra nova, indicou que $f_{ck,est} < f_{ck}$	Encontrar qual o novo $f_{ck}$ para re-projeto ou verificação da segurança estrutural	Trata-se de transformar o resultado da resistência do concreto medida através de testemunhos num valor equivalente ao da resistência característica do concreto à compressão, que seria utilizada num projeto de estrutura nova, a fim de viabilizar o emprego do mesmo método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto utilizado em estruturas novas.
O concreto parece estranho ou aparentemente não conforme com o pedido / especificado	Analisar o concreto para comparar com o pedido/especificado	Trata-se de pesquisar a composição, traço, resistência e outras características e propriedades do concreto entregue para a moldagem de um determinado componente estrutural com o concreto solicitado ao produtor do concreto. Geralmente trata-se de uma questão comercial entre empresas.
Concreto exposto a meio agressivo	Analisar características e propriedades do concreto determinantes da sua resistência à deterioração frente àquele meio agressivo	Trata-se de uma análise complexa de ciclo de vida do concreto naquele meio, tomando por base o período de vida útil definido no projeto da estrutura, as prescrições de manutenção preventiva especificadas no manual de operação, uso e manutenção dessa estrutura, eventuais ensaios acelerados ou vistoria de obras similares e antigas e, com as resistências, características e propriedades desse concreto, utilizar modelos de vida útil disponíveis na bibliografia.
Qualidade da execução da estrutura	Analisar homogeneidade do concreto, geometria, tolerâncias	Trata-se de uma análise com uso expressivo de ensaios não destrutivos ou semidestrutivos, recursos de topografia, nível e prumo laser, excentricidade de pilares, dimensões geométricas, e extração de testemunhos em regiões complementares com vistas à aferição da qualidade das concretagens e precisão da execução frente às tolerâncias de norma.
Perícia	Inspeção e diagnóstico para esclarecer um problema patológico	Trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova de carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico e prognóstico para esclarecer um colapso parcial ou total, um problema patológico grave ou deformações exageradas.
Mudança de uso, retrofit	Avaliar o estado atual da estrutura	Trata-se de uma análise tipo "as built" da estrutura com investigação de geometria, armaduras, concreto, extração de testemunhos, etc., com vistas à mudança de uso que implique ou não aumento de sobrecargas.
Intervenção corretiva ou reforço	Verificar a segurança atual e projetar a intervenção necessária	Trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova de carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico da situação, verificando a segurança e projetando a intervenção.

os processos de construção das estruturas, variabilidade da resistência dos materiais, além das aproximações numéricas dos processos de cálculo e dimensionamento.

Entretanto, quando se analisa uma estrutura acabada, um grande número desses fatores desconhecidos durante a etapa de projeto já se encontram definidos e podem

ser mensurados, o que justifica uma modificação nos coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências [02].

Este tema já era abordado em 1983 pelo *Comité Euro-International du Béton (CEB)*. Com relação às solicitações, o *CEB*<sup>9</sup> já indicava que, ao menos para as solicitações per-

<sup>6</sup> COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. BULLETIN D'INFORMATION N.º. 192: DESIGN AND ASSESSMENT OF CONCRETE STRUCTURES. LAUSANNE: CEB, 1989.

<sup>7</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 (VERSÃO CORRIGIDA: 2004): AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS. PROCEDIMENTO. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2003.

<sup>8</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO. PROCEDIMENTO. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2014.

<sup>9</sup> COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. BULLETIN D'INFORMATION N.º. 162: ASSESSMENT OF CONCRETE STRUCTURES AND DESIGN PROCEDURES FOR UPGRADING (REDESIGN). LAUSANNE: CEB, 1983.

manentes, os fatores de majoração adotados na análise de estruturas existentes deveriam ser inferiores aos usuais, com base em medidas geométricas, massas específicas reais e estimativas de cargas mais precisas.

No que concerne aos materiais, o *CEB* também advertia sobre o valor das resistências “características” do concreto a serem consideradas na análise de estruturas existentes. Por definição, um valor característico é vinculado a um conceito de segurança e qualidade das estruturas antes da construção, o que torna incoerente esta aplicação no caso de estruturas existentes, quando já se conhece melhor as geometrias e as propriedades dos materiais em uso.

Além disso, também se falava sobre a necessidade de se considerar um segundo problema: a idade à qual este valor característico deveria se referir, visto que grande parte das normas de projeto se baseava em valores nominais de resistência aos 28 dias (como acontece até hoje). Como naquela época, hoje o estudo da conversão da idade da estrutura para 28 dias ainda é pouco empregado, controverso e incerto.

Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em engenharia estrutural e também conhecimentos sobre os materiais de construção empregados, de forma a identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura.

Com a intenção de discutir este tema considerado complexo e difuso, apresenta-se neste artigo uma introdução à segurança das estruturas de concreto (Parte I), uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas nacionais e normas internacionais consagradas e respeitadas no Brasil associadas ao

tema, bem como um exemplo hipotético da aplicação da avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança (Parte II).

## 2. A SEGURANÇA NO PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

O conceito de segurança das estruturas [03], em geral, está associado a ferramentas estatísticas e é caracterizado pela análise probabilística (confiabilidade) de uma estrutura manter sua capacidade portante, evitando sua ruína. Desta forma são definidos os Estados Limites (últimos ou de serviço) para a estrutura e, independente do método de cálculo utilizado, o projeto deve ser realizado de forma a sempre sustentar a relação  $R_d \geq S_d$ .<sup>10</sup>

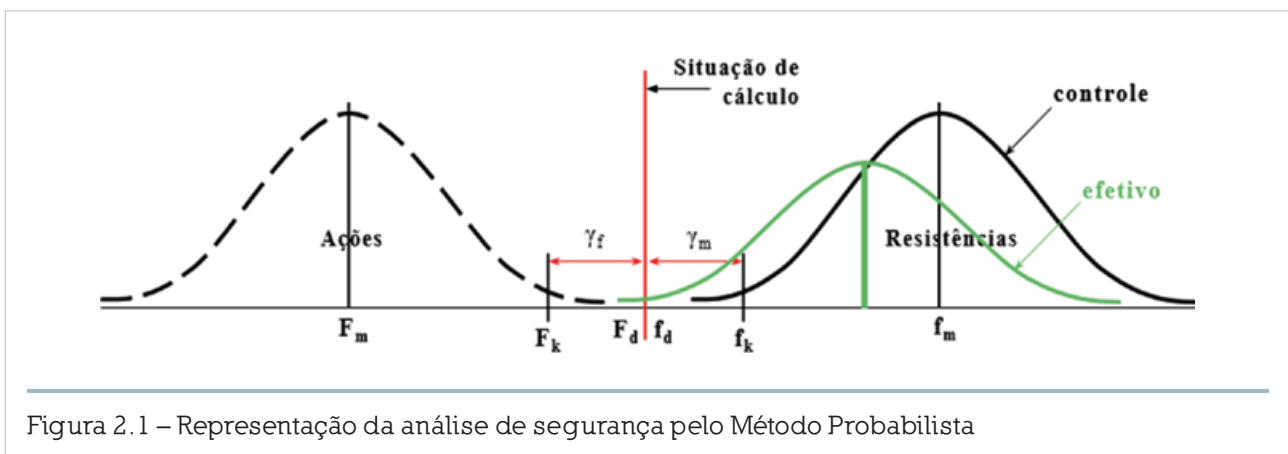
A Fig. 2.1 apresenta uma visão simplificada da consideração probabilista da segurança.

Através do tratamento probabilístico das grandezas que influenciam a segurança das estruturas, ou seja, por um lado majorar as ações e por outro minorar as resistências, é possível realizar o dimensionamento de estruturas novas e a verificação da segurança de estruturas existentes, desta vez com valores efetivamente medidos ou estimados em campo.

Com esta finalidade, o *fib Model Code 2010*<sup>11</sup> recomenda quatro modelos de verificação da segurança, dos quais cita-se dois: Método de Probabilista de Segurança e Método dos Fatores de Segurança Parciais (ou Método Semiprobabilista).

- **Método Probabilista:** devido à sua complexidade e ainda ausência de conhecimento das variáveis principais, não é o mais utilizado e, portanto, não será objeto de discussão neste artigo;
- **Método dos Fatores de Segurança Parciais:** também conhecido como método semiprobabilista, faz uso de coeficientes pré-determinados para conversão de valores característicos em valores de cálculo.

A ABNT NBR 8681:2003 oferece ferramentas de



<sup>10</sup> RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DO PROJETO ( $R_d$ ) MAIORES QUE SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO DO PROJETO ( $S_d$ ).

<sup>11</sup> FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *fib (CEB-FIP) MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES 2010*. LAUSANNE: ERNST & SOHN, 2013.

cálculo de esforços baseadas neste método, conforme os seguintes conceitos:

■ Para ações

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \quad \text{e} \quad \gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad [1]$$

$\gamma_{f1}$ : considera variabilidade das ações;

$\gamma_{f2}$ : coeficiente de combinação ( $\psi_0$  - simultaneidade);

$\gamma_{f3}$ : considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações devido ao método construtivo ou método de cálculo empregado.

■ Para resistência dos materiais

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad \text{e} \quad \gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad [2]$$

$\gamma_m$ : pode se referir ao concreto (neste caso, chama-se  $\gamma_c$ ) e ao aço ( $\gamma_s$ ).

$\gamma_{c1}$ : leva em conta a variabilidade da resistência efetiva do concreto na estrutura, que é sempre maior que a variabilidade da resistência “potencial” do concreto na sua produção de origem, avaliada através de corpos de prova moldados;

$\gamma_{c2}$ : considera as diferenças entre a resistência efetiva do concreto na estrutura e a resistência potencial medida convencionalmente em corpos de prova padronizados;

$\gamma_{c3}$ : considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método (modelo) de cálculo empregado.

Cremonini (1994) [04] explica que os coeficientes  $\gamma_{c1}$  e  $\gamma_{c2}$  podem ser determinados por medidas experimentais e análises estatísticas, enquanto  $\gamma_{c3}$  é encontrado por meio de critérios empíricos. No caso do concreto, pode-se considerar que  $\gamma_c$  se decompõe, aproximadamente, nas seguintes parcelas:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \cdot 1,10 (\gamma_{c2}) \cdot 1,10 (\gamma_{c3}) \quad [3]$$

O resultado do produto das parcelas varia entre 1,30 e 1,60. A Tabela 2.1 expõe comparativamente os valores adotados pela normalização brasileira em comparação às prescrições do *fib* Model Code 2010.

Alguns pesquisadores consideraram equivocadamente que aspectos relacionados à dosagem e variabilidade dos materiais constituintes do concreto estão cobertos pelo  $\gamma_c$ , mas

Tabela 2.1 – Coeficientes de minoração da resistência do concreto utilizados no cálculo de novas estruturas

Fator	ABNT NBR 6118 (Fusco [05])	fib Model Code 2010
$\gamma_c$	1,4	1,5
$\gamma_{c1}$	1,2	1,39
$\gamma_{c2}$	1,08	1,05
$\gamma_{c3}$	1,08	1,05

cabe esclarecer que, conceitualmente, este coeficiente cobre exclusivamente as diferenças entre os procedimentos de controle da resistência do concreto, muito bem estabelecidos na ABNT NBR 5738:2003<sup>12</sup> e na ABNT NBR 5739:2007<sup>13</sup>, e os procedimentos adotados em obra [06].

Portanto, os coeficientes  $\gamma_{c1}$  e  $\gamma_{c2}$  (produto da ordem de 1,3 a 1,45), como bem diz a ABNT NBR 8681:2003, cobrem as diferenças desconhecidas entre a geometria do corpo de prova padronizado e a geometria do componente estrutural, assim como suas características efetivas de adensamento, lançamento, cura, descimbramento e carregamento precoce, que em geral são diferentes dos procedimentos padronizados na ABNT NBR 5738:2003.

Fica evidente que os procedimentos de obra dificilmente serão tão precisos quanto os de controle prescritos pela ABNT NBR 12655:2006<sup>14</sup>, de forma tal que a resistência à compressão efetiva do concreto na estrutura será sempre menor (da ordem de 1,3 ou menos) que a resistência característica do concreto à compressão, avaliada pela ABNT NBR 12655:2006.

Uma aproximação experimental ao coeficiente  $\gamma_c$  pode ser obtida através de estudos reais de comparação entre a resistência de controle da ABNT NBR 12655:2006, que resulta numa resistência média potencial de produção ( $f_{cm}$ ), com a resistência média efetiva, aferida através de testemunhos extraídos ( $f_{c,ef,m}$ ). Segundo a tese de doutoramento do Prof. Dr. Ruy Alberto Cremonini, essa diferença média anda ao redor de 24% (ou seja, 1,24).

### 3. EFEITO DAS CARGAS DE LONGA DURAÇÃO

As cargas de longa duração afetam a resistência do concreto à compressão. A variação da resistência do concreto sob carga mantida, também conhecido no país por efeito Rüsçh, está considerada no atual método semiprobabilista de

<sup>12</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: CONCRETO. PROCEDIMENTO PARA MOLDAGEM E CURA DE CORPOS-DE-PROVA. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2003.

<sup>13</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: CONCRETO. ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2007.

<sup>14</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND. PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO. PROCEDIMENTO. RIO DE JANEIRO: ABNT, 2006.



introdução da segurança no projeto estrutural. Tal consideração é feita utilizando-se um coeficiente de minoração adicional, incluso no diagrama tensão-deformação idealizado da ABNT NBR 6118:2014 (item 8.2.10.1), cujo valor, para  $f_{ck}$  e carregamento aos 28 dias, é de 0,85.

Segundo o trabalho de Rüsç (1960) [07], o concreto, quando submetido a carregamentos de longa duração ( $t > 20$  minutos), sofre perda de resistência à compressão, num fenômeno análogo ao da relaxação (Fig. 3.1).

Por outro lado, sabe-se que o concreto de cimento Portland, ao longo de sua vida, devido à hidratação do cimento, ganha resistência conforme aparece à direita da Fig. 3.2.

Dessa forma, a resistência do concreto sob carga pode ser prevista facilmente como resultado do produto de dois coeficientes:  $\beta_{cc}$ , que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir da data de aplicação da carga, e  $\beta_{c,sus}$ , que depende do efeito da permanência da carga, também chamado no Brasil de efeito Rüsç.

A taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto, pode ser expressa através do modelo sugerido pelo *fib* Model Code 2010, a saber:

$$\beta_{cc} = \frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right)} \quad [4]$$

Onde:

$f_{c,j}$ : resistência do concreto à compressão, aferida numa idade de  $j$  dias;

$f_{c,28}$ : resistência do concreto à compressão, aferida aos 28 dias;

$s$ : coeficiente que depende do cimento, da relação a/c e das condições de sazonalidade do concreto.

Para o valor de  $\beta_{c,sus}$ , o mesmo *fib* Model Code 2010 sugere o seguinte modelo:

$$\beta_{c,sus} = \frac{f_{c,sus,t}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \cdot \sqrt[4]{\ln\{72 \cdot (t - t_0)\}} \quad [5]$$

Onde:

$f_{c,sus,t}$ : resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade  $t$ , contada a partir da data  $t_0$  de aplicação da carga, em MPa;

$f_{c,t_0}$ : resistência potencial à compressão do concreto, na data  $t_0$ , pouco antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa.

No caso da ABNT NBR 6118:2014, o valor de  $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 0,85$  é referido a 28 dias de idade, ou seja, admite-se que o crescimento da resistência à compressão do concreto, a partir de 28 dias até 50 anos, será de apenas  $\beta_{cc} = 1,17$  (17%), que corresponde ao índice  $s = 0,16$ , e o decréscimo da resistência à compressão do concreto

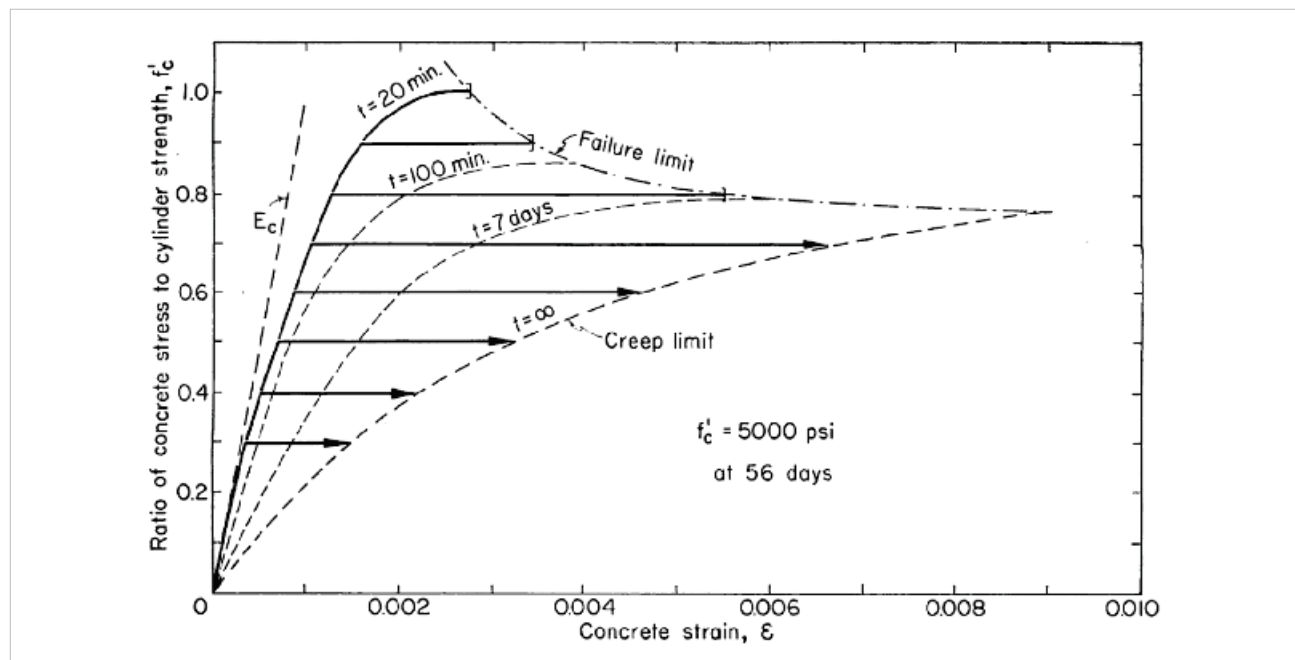


Figura 3.1 – Influência da intensidade e duração do carregamento na resistência do concreto (RÜSCH, 1960)

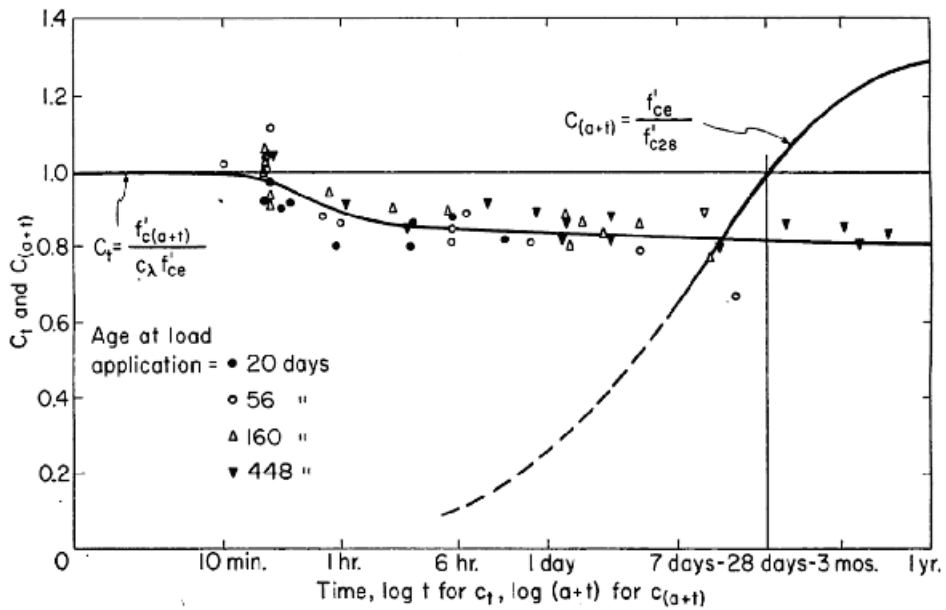


Figura 3.2 – Efeito do tempo de carga na resistência do concreto (RÜSCH, 1960)

devido à carga aplicada aos 28 dias e mantida até 50 anos, o chamado efeito Rüschi, será de  $\beta_{c,SUS} = 0,73$ , cujo produto resulta  $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,SUS} = 1,17 \cdot 0,73 = 0,85$ .

Observa-se que se trata de valores muito conserva-

dores, pois, na realidade o crescimento da resistência do concreto de 28 dias a 50 anos sempre supera 17% e o decréscimo por este efeito, segundo o próprio Rüschi, seria de, no máximo, 0,75.

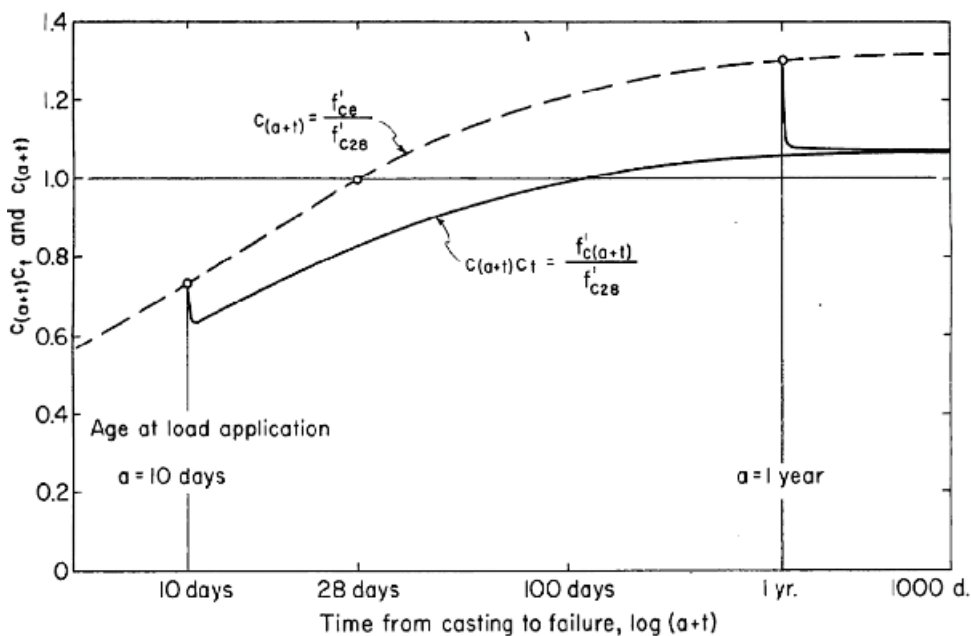


Figura 3.3 – Resistência do concreto (resultante  $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,SUS} \cdot f_{cm}$ ) em função da idade de aplicação da carga de longa duração (RÜSCH, 1960)

Na Fig.3.3 pode-se verificar a resultante ( $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$ ) do efeito de crescimento e de decréscimo, por efeito da carga de longa duração, na resistência do concreto, segundo Rüsçh.

Nesse quesito cabe salientar que, ao se tratar de uma estrutura carregada, quando se analisa a resistência à par-

tir de testemunhos extraídos, deve-se ter em mente que a resistência obtida pode, também, estar sob influência do efeito Rüsçh. Tal fato dependerá da história de carregamento da estrutura e também de sua idade, e não existe ainda consenso claro de como considerar esse fenômeno na segurança estrutural no caso de estruturas existentes.

## Referências Bibliográficas

- [01] HELENE, Paulo. Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança. ABECE Informa, São Paulo, n. 90, p.16-23, Mar/Abr 2012.
- [02] SILVA FILHO, L. C. P. & HELENE, P. Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. Capítulo 32. In: Geraldo C. Isaia. (Org.): Concreto: Ciência e Tecnologia. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p. 1129-1174.
- [03] ZAGOTTIS, Décio Leal de. Introdução da Segurança no Projeto Estrutural. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.
- [04] CREMONINI, R. A. Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto. São Paulo, EPU SP, 1994 (tese de doutoramento)
- [05] FUSCO, P. B. Controle da resistência do concreto. ABECE Informa, São Paulo, n. 89, p.12-19, Jan/Fev 2012.
- [06] GRAZIANO, F. P. Segurança estrutural e controle da resistência das estruturas de concreto. ABECE Informa, São Paulo, n. 91, p.16-23, Mai/Jun 2012
- [07] RÜSCH, H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Journal, July 1960. p. 1-28. ●

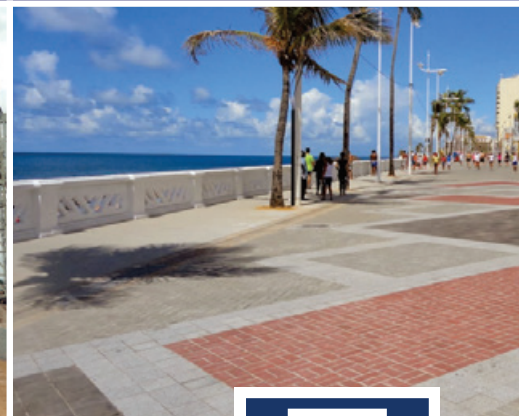
**T&A. A SOLIDEZ DE UMA MARCA QUE ESTÁ PRESENTE DE NORTE A SUL DO PAÍS.**



SHOPPING RIOMAR FORTALEZA



ESTALEIRO ENSEADA DO PARAGUAÇU



ORLA DE SALVADOR

A credibilidade da T&A Pré-Fabricados vem sendo contruída há 18 anos e hoje a empresa é uma das líderes do segmento de concreto no Brasil. Logística diferenciada, produtos de alto desempenho e oferta de soluções customizadas fazem da T&A o símbolo de uma engenharia inteligente e moderna. No seu próximo projeto, escolha a qualidade T&A.



# Vencedores do Prêmio Talento Engenharia Estrutural

Com 334 inscritos, número recorde em 12 anos de premiação, o Prêmio Talento Engenharia Estrutural 2014 anunciou os vencedores no último dia 30 de outubro, em São Paulo. A iniciativa, promovida pela Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece) e pela Gerdau, reconhece o trabalho de projetistas estruturais nas categorias de infraestrutura, edificações, obras de pequeno porte, obras especiais e construção industrializada.

A escolha dos vencedores foi feita por uma comissão formada por profissionais da Abece e da Gerdau. Entre os aspectos avaliados estão o uso adequado de materiais, a economia de produtos, a concepção estrutural, a implanta-

ção em harmonia com o ambiente, os processos construtivos, a originalidade, a beleza e a criatividade.

Além dos vencedores de cada categoria, recebem menções honrosas as obras escolhidas como Destaque do Júri, Destaque em Sustentabilidade e Eleita pelo Público entre os finalistas por meio de votação on-line.

Ao longo de sua história, o Prêmio Talento Engenharia Estrutural acumula mais de 1,3 mil projetos inscritos e 37 premiados. Os vencedores da edição 2014 serão premiados com uma viagem à Cidade do México para uma visita técnica a uma obra emblemática e às instalações da Gerdau naquele país.

Lista completa dos premiados:



## ■ CATEGORIA INFRAESTRUTURA

**Vencedor:** Catão Francisco Ribeiro - Ponte Estaiada sobre a Baía da Guanabara (Rio de Janeiro/RJ)

**Menção honrosa:** José do Patrocínio Figueirôa - Ponte Estaiada Alça da Ponte Paulo Guerra (Recife/PE)



## ■ CATEGORIA EDIFICAÇÕES

**Vencedor:** Enio Canavelo Barbosa - Edifício Katherine (São Paulo/SP)

**Menção honrosa:** Bruno Norat Jorge - Síntese Plaza (Belém/PA)



#### ■ CATEGORIA PEQUENO PORTE

Vencedor: Eran Urubatan Fraga - Residência RM (Curitiba/PR)

Menção honrosa: Heloisa Martins Maringoni - Casa São Bento do Sapucaí (São Bento do Sapucaí/SP)



#### ■ CATEGORIA OBRAS ESPECIAIS

Vencedor: João Luís Casagrande - Maracanã RIO2014 (Rio de Janeiro/RJ)

Menções honrosas: Flávio Correia D'Alambert e Luiz Eduardo Pillar da Silva - Atrium do Centro de Operações Petrobras Bacia de Santos (Santos/SP) e Estádio Beira Rio - Sport Clube Internacional (Porto Alegre/RS)



#### ■ CATEGORIA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA

Vencedor: George Magalhães Maranhão - Estaleiro Enseada do Paraguaçu (Maragogipe/BA)

Menção honrosa: Martin Alfredo Beier - Estação de Metrô Santo Afonso - Expansão Linha 1/RS (Novo Hamburgo/RS)



#### ■ MENÇÃO HONROSA - SUSTENTABILIDADE

Alan Dias - Shopping Iguatemi Fortaleza (Fortaleza/CE)





■ DESTAQUE DO JÚRI

Suely Bacchereti Bueno - Museu da Imagem e do Som (Rio de Janeiro/RJ)



■ VOTAÇÃO ONLINE

João Luis Casagrande - Maracanã RIO2014 (Rio de Janeiro/RJ)

A maior linha de produtos químicos para construção civil

# Obras bem protegidas. Sempre.

A Viapol oferece soluções customizadas para todo tipo de obra, com proteção e eficácia.

operamarketing.com.br

[www.viapol.com.br](http://www.viapol.com.br)  
SP (11) 2107-3400  
BA (71) 3507-9900



Associado ao Instituto Brasileiro de Impermeabilização



Nossa marca é proteger sua obra



# Protótipo de edifício de habitação e comércio em betão auto-compactável reforçado com fibra de aço

---

JOAQUIM BARROS – PROFESSOR CATEDRÁTICO

HAMID SALEHIAN – MSc, DOUTORANDO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
UNIVERSIDADE DO MINHO

MIGUEL PIRES – ENGENHEIRO CIVIL  
CASAIS

DELFINA GONÇALVES – ENGENHEIRA CIVIL  
CIVILTEST

---

## 1. INTRODUÇÃO

**T**irando partido das vantagens do ponto de vista do comportamento estrutural, proporcionadas pela redundância de apoios de lajes apoiadas em pilares, e das que derivam da elevada resistência residual pós-fendilhação de betão reforçado com percentagem volumétrica de fibras de aço entre 1 a 1.5%, tem sido recentemente explorada a utilização de betão reforçado com fibras de aço (BRFA) para a construção deste tipo de estrutura. Este tipo de lajes tem sido designado por lajes elevadas em betão reforçado com fibras de aço (E-BRFA), e incluem no alinhamento dos pilares, em ambas as direções da laje, uma dada percentagem de armadura convencional, designada por armadura de anti colapso progressivo. Recentemente, uma formulação baseada na teoria das linhas de rotura (TLR) foi desenvolvida para o projeto de E-BRFA [Salehian e Barros (2011)]. Para determinar o momento resistente plástico da secção da E-BRFA, a lei constitutiva do BRFA é definida por intermédio das recomendações da *fib* CEB-FIP Model Code 2010 (MC2010). Tendo por base

resultados disponíveis de ensaios realizados com protótipos de escala real de E-BRFA, o bom desempenho da formulação baseada na TLR é demonstrado no presente artigo. Dado que as fibras de aço são o elemento constituinte do betão com maior densidade, ocorre a tendência para um aumento da percentagem de fibras da face superior para a face inferior da laje, principalmente quando o BRFA é aplicado sob vibração. Para simular este efeito, foi introduzido um fator na formulação desenvolvida, e a sua influência na capacidade de carga deste tipo de estrutura foi avaliada [Barros et al. (2012)]. Dado que este efeito pode ter consequências negativas para a capacidade de carga da E-BRFA, durante a investigação foi desenvolvido um betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA), dado que a supressão da tarefa de vibração do betão, para além dos benefícios económicos e de qualidade das condições de trabalho, permite assegurar uma distribuição mais homogénea de fibras ao longo da espessura da laje. As propriedades do BACRFA desenvolvido foram caracterizadas segundo as recomendações do MC2010, e utilizado na construção do protótipo de

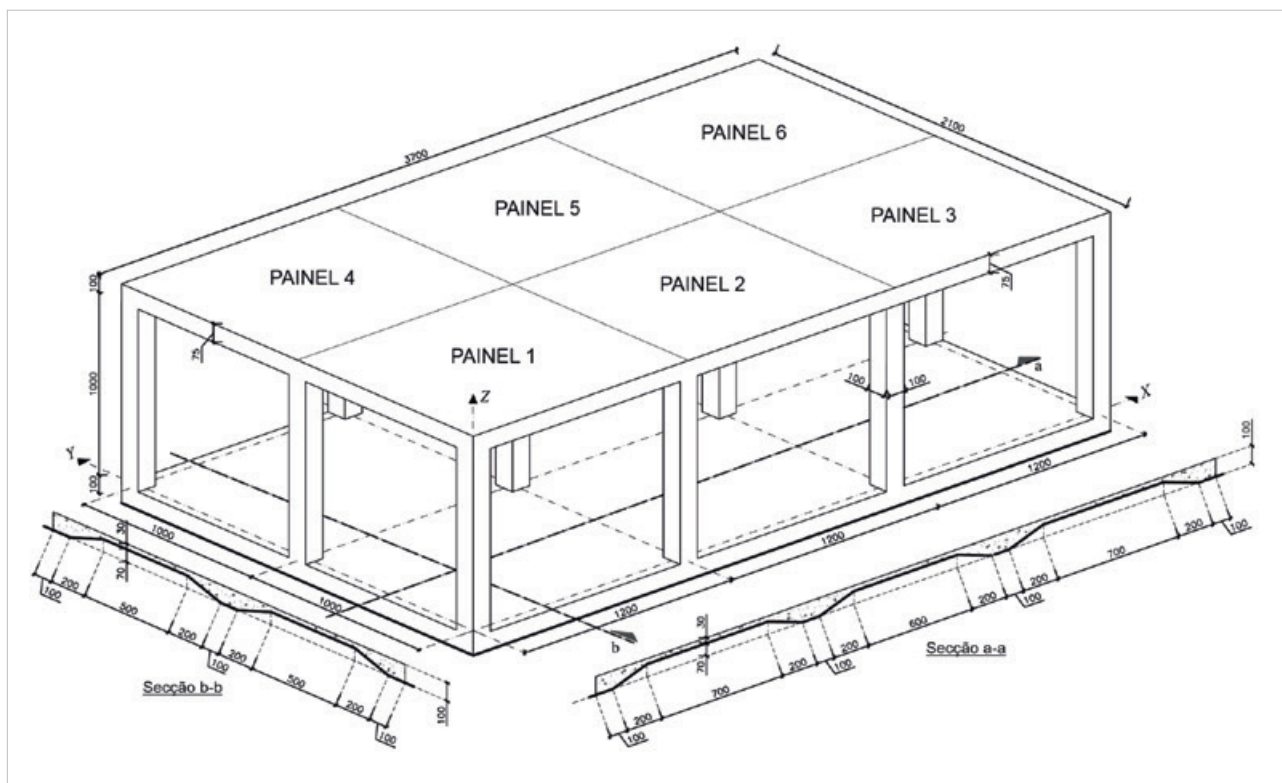


Figura 1 – Geometria do protótipo (dimensões em mm)

edifício à escala 1/4, cuja geometria se descreve na Figura 1.

A E-BACRFA, de 3.7 x 2.1 x 0.075 m (comprimento/largura/espessura), suporta-se em 12 pilares de secção quadrada com 0.1m de lado. A distância entre pilares na direção X e Y é 1.2 m e 1.0 m, respetivamente. Um conjunto de ensaios com carga distribuídas nos painéis desta estrutura foram executados para avaliar a flecha instantânea e a longo prazo deste tipo de estrutura. Os resultados mais relevantes são apresentados e discutidos no presente trabalho.

## 2. PROPRIEDADES DO BACRFA

### 2.1 COMPOSIÇÃO

A composição do BACRFA, desenvolvido pela CiviTest e

utilizado na construção do protótipo, encontra-se indicada na Tabela 1 e emprega 90 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço de extremidades dobradas com um comprimento  $l_f$  de 37 mm, um diâmetro,  $d_f$ , de 0.5 mm e uma esbelteza,  $l_f/d_f$ , de 74, e resistência à tracção de 1100MPa.

### 2.2 PROPRIEDADES

Dos ensaios realizados aos 28 dias obteve-se uma resistência média à compressão de 66 MPa e um módulo de Young ( $E_c$ ) de 40.4 GPa. Segundo o MC2010, este BACRFA tem uma resistência média à tração de 4.3 MPa. O seu comportamento pós-fendilhação foi determinado efetuado ensaios de flexão sob três pontos de carga com provetes entalhados de BACRFA, seguindo-se as reco-

Tabela 1 – Composição (por m<sup>3</sup> de betão) de BACRFA aplicado no protótipo

Cimento (kg)	Água (kg)	Superplastificante (kg)	Filer calcário (kg)	Cinzas volantes (kg)	Areia fina (kg)	½ areia (kg)	Brita (kg)	Fibras (kg)
408	150	6.26	395	73	263	658	446	90

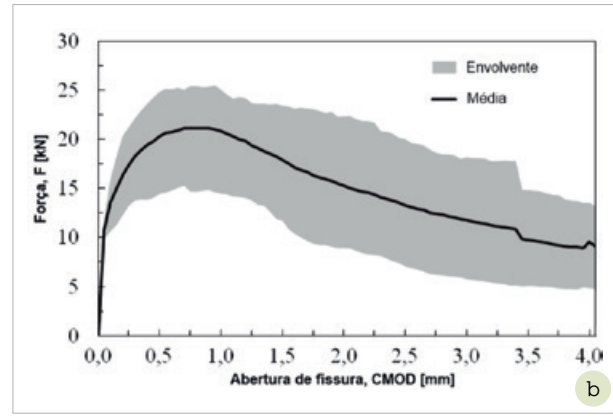
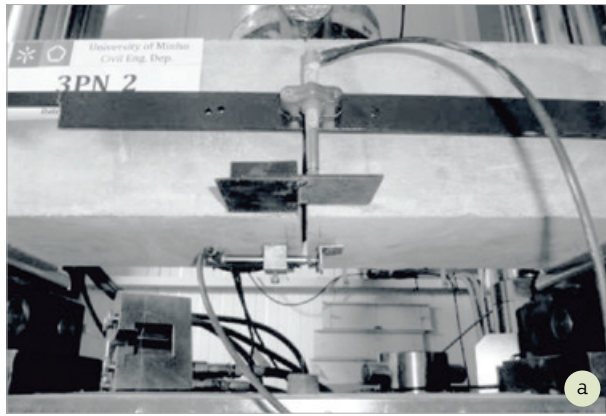


Figura 2 – Ensaio sob três pontos de carga: a) Configuração do ensaio; b) Relações força-abertura de fissura

mendações do MC2010 (Figura 2a). Este teste fornece a relação entre a força ( $F$ ) aplicada e a abertura de fenda na boca do entalhe do provete (designada por CMOD – crack mouth opening displacement). Com base nas respostas  $F$ -CMOD, é possível determinar as resistências residuais  $f_{Ri}$  para CMOD<sub>*i*</sub> de 0,5, 1,0, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, parâmetros estes que caracterizam o comportamento pós-fendilhação do BRF. A envolvente e a curva média  $F$ -CMOD registada nos 6 provetes ensaiados encontram-se na Figura 2b, enquanto os valores médios de  $f_{Ri}$  estão apresentados na Tabela 2.

### 3. TEORIA DAS LINHAS DE ROTURA

#### 3.1 FORMULAÇÃO

Para efeito de projeto deste tipo de estruturas, a capacidade de carga da laje pode ser estimada considerando-se os padrões de linhas de rotura que se podem formar em dois tipos de panos de laje (Figura 3): painel interior com continuidade nos seus bordos; painel de canto com os dois bordos de extremidade considerados simplesmente

apoiados e os outros bordos com apoio de continuidade. Na Figura 3a, representa-se o padrão de linhas de rotura (LR) que se forma na direção  $Y$  quando o painel é submetido a carga uniformemente distribuída por unidade de área ( $q_{sur}$ ). Na direção  $X$ , o padrão de LR é conceitualmente similar, mas a orientação das LR é paralela ao eixo  $X$ . Na Figura 3b, ilustra-se o padrão de linhas de rotura que se forma quando um “ponto de carga”, distribuído na área relativamente pequena, atua num painel interior. Neste caso, forma-se uma linha de rotura negativa (devido a momentos negativos, i.e., extensões de tração e de compressão na face superior e inferior da laje, respetivamente), com desenvolvimento circular centrada no ponto de carga.

Aplicando a teoria das linhas de rotura, obtém-se as seguintes equações [Salehian e Barros (2011)]:

$$M_{ly}^+ = \frac{q_{sur} \cdot l_x^2}{2(\sqrt{(1+\phi_h)} + 1)^2} \quad (\text{Painel de canto, carga distribuída}) \quad [1]$$

$$M_{ly}^+ = \frac{q_{sur} \cdot l_x^2}{8(1+\phi_h)} \quad (\text{Painel interior, carga distribuída}) \quad [2]$$

$$M_p^+ = \frac{P_{poi} \cdot \left(1 - \frac{2a}{3R}\right)}{2\pi(1+\phi_h)} \quad (\text{Carga pontual}) \quad [3]$$

Tabela 2 – Parâmetros de resistência residual do BACRFA

Abertura de fissura (mm)	Valor médio da resistência residual (MPa)
CMOD <sub>1</sub> = 0,5	$f_{R1m} = 11.99 (2.2)^*$
CMOD <sub>2</sub> = 1,5	$f_{R2m} = 10.34 (2.9)$
CMOD <sub>3</sub> = 2,5	$f_{R3m} = 7.28 (3.0)$
CMOD <sub>4</sub> = 3,5	$f_{R4m} = 5.52 (2.3)$

\* ( ) Desvio padrão

Em que  $\phi_h$  é o cociente entre o momento resistente negativo e positivo ( $M_{py}^- = \phi_h M_{py}^+$ ), que, não havendo informação mais credível, pode ser assumido igual nas direções  $X$  e  $Y$  da laje. Para determinar o momento plástico resistente,  $M_p$ , é seguida a seguinte metodologia: recorrendo aos valores de  $f_{Ri}$  obtidos nos ensaios descritos na Secção 2.2, determina-se a lei constitutiva do BACRFA segundo as recomendações



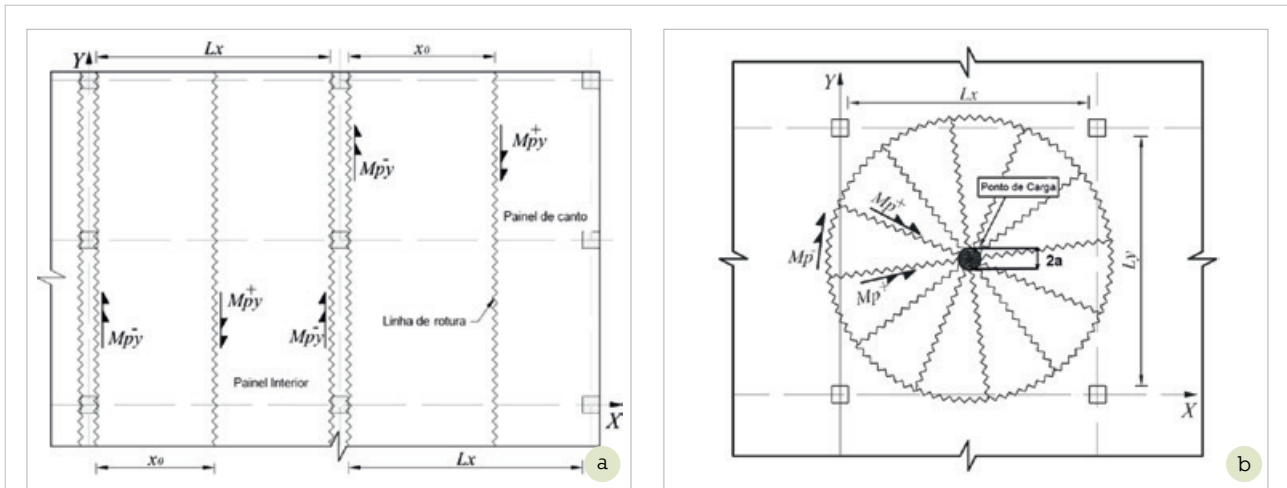


Figura 3 – Padrão de linhas de rotura em lajes E-BRFA: a) sob carga uniformemente distribuída, b) sob carga concentrada

do MC2010, e por intermédio da utilização de um modelo de secção em camadas, determina-se a relação momento-curvatura da secção da laje. Assim, considerando os resultados obtidos nos ensaios das vigas entalhadas sob três pontos de carga (Tabela 2), e adotando a formulação proposta pelo MC2010, foram obtidas as leis constitutivas representadas na Figura 4.

### 3.2 DESEMPENHO DO MODELO

Para avaliar o desempenho do modelo baseado na TLR aplicado a E-BRFA, a carga última prevista segundo a apli-

cação da Equação (3) vai ser comparada com os resultados obtidos em dois ensaios com protótipos de E-BRFA de escala real, um executado em Bissen, Luxemburgo [Barros et al. (2012)], e o outro em Tallin, na Estónia [Barros et al. (2012)]. A estrutura ensaiada em Bissen consiste numa laje de BRFA de 0.20m de espessura e 3 vãos de 6.0m cada, em ambas as direções X e Y, apoiada em pilares de secção quadrada de 0.3m de lado e 2m de altura livre. A estrutura ensaiada em Tallinn consiste numa laje de BRFA de 0.18m de espessura e 3 vãos de 5.0m cada, em ambas as direções X e Y, apoiada em pilares de secção quadrada de 0.3m de lado e 2m de altura livre. Em ambas as estruturas, foi utilizado um betão

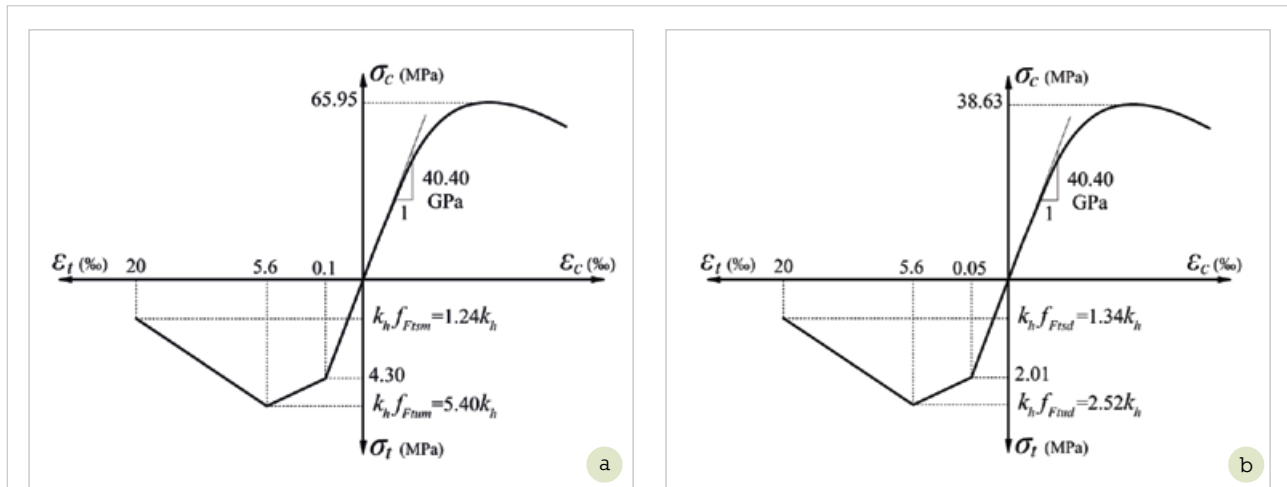


Figura 4 – Leis constitutivas para o BACRFA desenvolvido, adotando para  $f_{Rj}$  valores: a) médios, b) cálculo

de classe de resistência C30/37 reforçado com  $100 \text{ kg/m}^3$  de fibras de aço (TABIX 13/50) de 1.3 mm de diâmetro e 50 mm de comprimento e com 850 MPa de resistência à tração. Em ambas as estruturas, foram também aplicadas 3 varões de aço de 16 mm na face inferior da laje, nos alinhamentos dos pilares em X e em Y (armadura de anti colapso progressivo). Ambas as lajes foram submetidas a um ponto de carga num painel interior. A Figura 5 representa a relação entre a força aplicada e a flecha sob a carga. Dado que a única informação disponível sobre a caracterização do BRFA é a sua classe de resistência (C30/37), o momento plástico resistente será avaliado considerando, para definição da lei constitutiva deste BRFA, os valores de cálculo obtidos para o BACRFA desenvolvido para o protótipo (Figura 4b). Este é julgado um procedimento aceitável, dado que o valor de cálculo da resistência à compressão,  $f_{cd}$ , do BACRFA do protótipo é similar ao valor médio da resistência à compressão,  $f_{cm}$ , do BRF aplicado naquelas duas estruturas. Para além disto, nestas duas estruturas a quantidade de fibras ( $100 \text{ kg/m}^3$ ) foi ligeiramente superior à quantidade empregue no BACRFA do protótipo ( $90 \text{ kg/m}^3$ ), mas, neste último caso, as fibras têm maior esbelteza, maior resistência à tração e melhores condições de ligação à pasta envolvente (fibras de extremidades dobradas; e pasta de maior resistência). Na Figura 5, as linhas a tracejado representam a carga pontual de rotura prevista segundo a aplicação da TLR (Equação (3)), podendo-se concluir que a formulação prevê, com elevado rigor, os resultados registados experimentalmente.

## 4. CONSTRUÇÃO DO PROTÓTIPO E ENSAIOS

### 4.1 CONSTRUÇÃO E MODELO NUMÉRICO

A geometria desta laje foi otimizada executando si-

mulações não lineares materiais com interação solo/estrutura. Assim, no alinhamento dos pilares, existe uma grelha com uma espessura constante de 0.1m na largura dos pilares, havendo depois uma zona de variação linear de espessura de 0.1m a 0.03m, que se mantém constante na parte central da laje. Esta variação suave de espessura da laje promove a formação de padrão difuso de fendas nos painéis da laje, evitando a localização de macro-fendas na transição entre a grelha e os painéis de laje, caso se optasse por uma variação brusca de espessura entre estes dois tipos de elementos. Na segunda fase do processo construtivo, foram betonados os pilares com BACRFA, os quais dispunham de 4 varões de aço de 6 mm de diâmetro, sem qualquer armadura convencional de resistência ao corte e/ou confinamento do betão. Devido ao relativo elevado comprimento das fibras (35mm) face ao pequeno comprimento do lado da secção quadrada dos pilares ( $0.1 \times 0.1 \text{ m}^2$ ), e face à reduzida espessura de recobrimento das armaduras dos pilares (cerca de 10mm), foi necessário proceder à aplicação do BACRFA nos pilares sob vibração. Finalmente, foi betonada a laje elevada em BACRFA de 0.075m de espessura, a qual não levou qualquer tipo de armadura convencional.

A simulação numérica do comportamento deste protótipo foi efetuada por intermédio do software de elementos finitos, FEMIX V4.0, encontrando-se a malha de elementos finitos representada na Figura 3. Para tal, a laje E-BACRFA foi discretizada em elementos de 8 nós de casca de Reissner-Mindlin, tendo sido utilizado um esquema de integração de Gauss-Legendre (G-L) de  $2 \times 2$  pontos. Por sua vez, os pilares e a laje apoiada em solo foram simulados por elementos de volume de 20 nós com integração G-L de  $2 \times 2 \times 2$  pontos. Para assegurar continuidade na

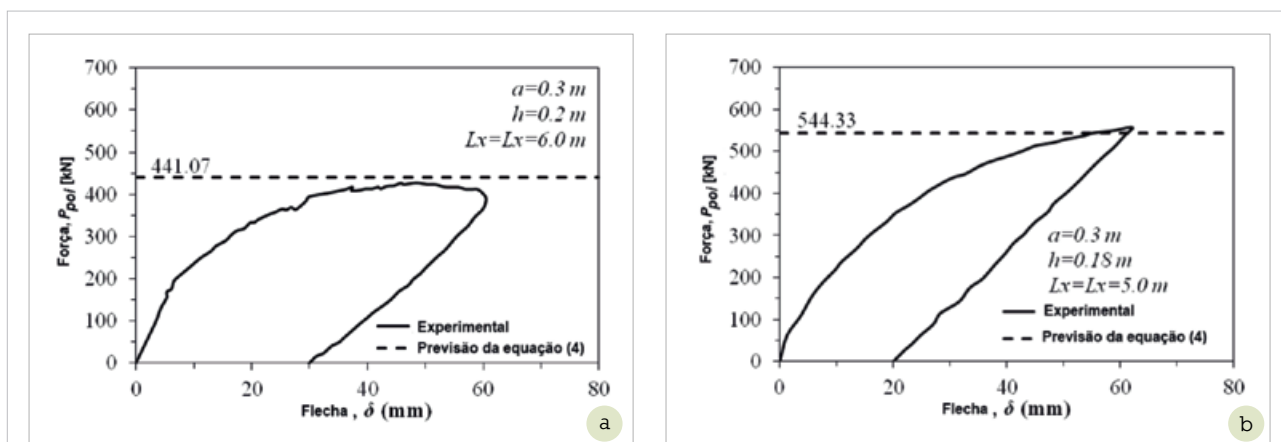


Figura 5 – Relação força-flecha para lajes de BRFA submetidas a carga pontual no ensaio realizado em [Barros et al. (2012)]: a) Bissen, b) Tallinn

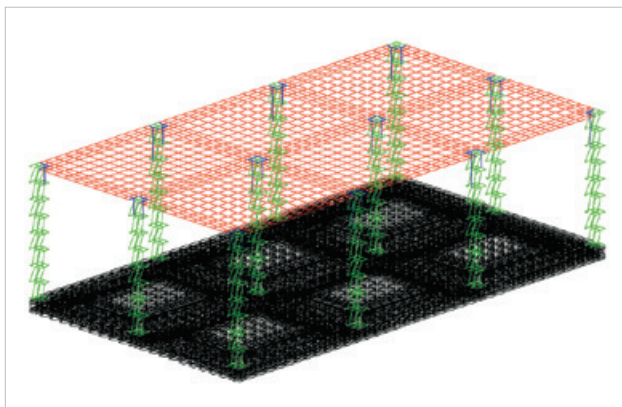


Figura 6 – Malha de elementos finitos adotada nas simulações numéricas

ligação entre os pilares e a laje elevada, foram utilizados elementos de barra 3D de Timoshenko com 1 x 3 pontos de integração. Uma rigidez de flexão relativamente elevada foi atribuída a estes elementos de barra, de forma a assegurar a continuidade entre pilares e laje.

#### 4.2 PROGRAMA DE ENSAIOS

Numa primeira fase, o painel de canto representado na Figura 1 foi solicitado por carga uniformemente distribuída crescente. Esta carga foi materializada por paletes de sacos de cimento, garantindo cada palete uma carga de aproximadamente 6 kN/m<sup>2</sup> (Figura 5). Duas camadas



Figura 7 – Estrutura de suporte dos transdutores de deslocamentos

de barrotes de madeira, com orientações ortogonais nas duas camadas, foram aplicadas diretamente sobre a laje, de forma a materializar, o mais possível, condições de carga uniformemente distribuída (Figura 8). Os deslocamentos instantâneos foram registados por intermédios de transdutores eletrónicos de deslocamento (LVDTs), enquanto os deslocamentos a longo prazo (devidos à fluência do betão) foram determinados por recurso a comparadores mecânicos. Ambos os tipos de sensores



Figura 8 – Fases de carregamento



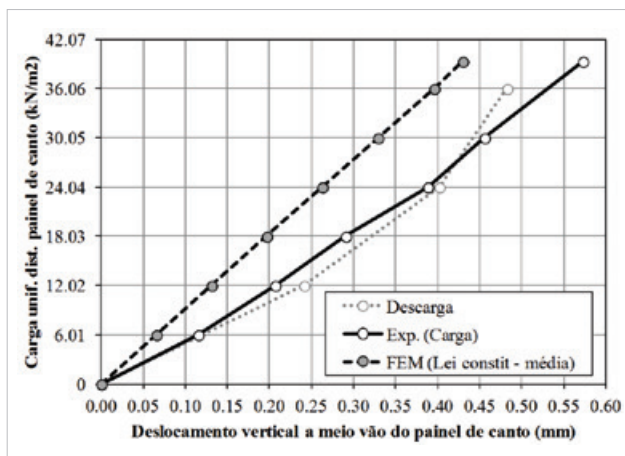


Figura 9 – Resposta carga uniformemente distribuída versus flecha para carregamento no painel de canto da laje

ficaram apoiados em estrutura concebida para registar apenas a deformação da laje (Figura 7). Numa primeira fase, esta estrutura era constituída por perfis de aço, tendo sido mais tarde substituída por perfis de compósito em fibra de vidro, de forma a minimizar o registo de flecha pelos LVDTs em consequência da deformação desta estrutura devido a variações de temperatura. As leituras de deslocamentos ao longo do tempo foram complementadas com o registo da temperatura e humidade junto ao sensor de deslocamento.

Na Figura 8, representa-se os diversos patamares de carga/descarga executados. Um dado patamar de carga/descarga apenas era executado após as condições de estabilização de deformação indicadas na MOPU (1988) terem sido alcançadas no patamar de carga anterior.

Na Figura 9, representa-se a evolução da flecha a

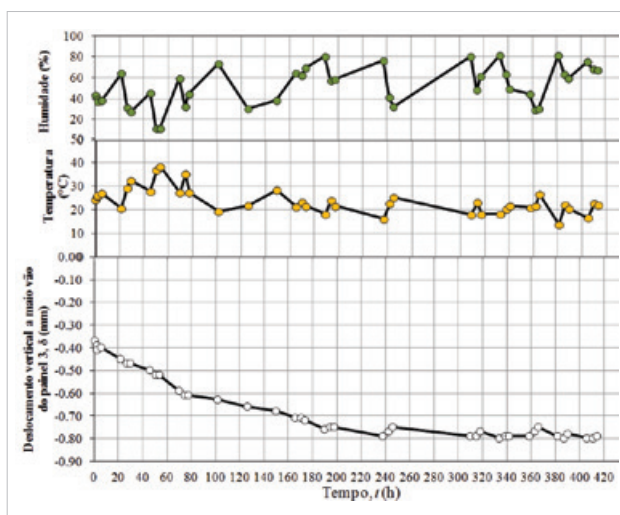


Figura 10 – Evolução da flecha, temperatura e humidade para carregamento do painel de canto com 30 kN/m<sup>2</sup>

meio do painel durante a carga e descarga, bem como a previsão segundo o modelo numérico adotado. A resposta foi aproximadamente linear, quer em carga como em descarga, até ao nível máximo de carga possível de aplicar, o qual foi 39.4 kN/m<sup>2</sup> (a altura máxima dos garfos do empilhador não permitiu aplicar mais carga). Cada ponto neste gráfico corresponde a configuração estabilizada de deformação. A título de exemplo, na Figura 10, representa-se a evolução da flecha, da temperatura e da humidade junto ao transdutor de deslocamento quando o painel se encontrava carregado com aproximadamente 30 kN/m<sup>2</sup>. Constata-se que, ao final de cerca de 420 horas, a flecha encontrava-se estabilizada. Verifica-se ainda os ciclos de flutuação da flecha com a variação da temperatura e da humidade, constatando-se que a flecha diminui com o aumento

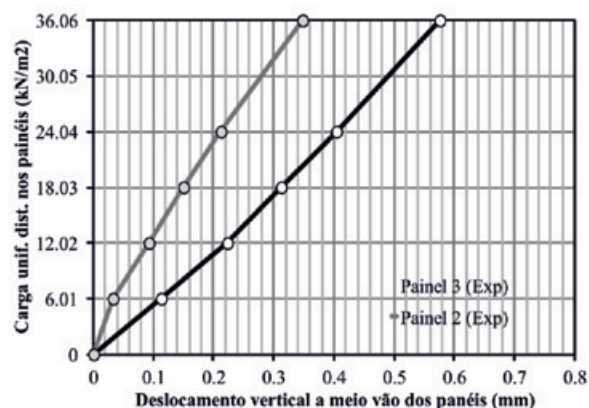


Figura 11 – Resposta carga uniformemente distribuída versus flecha para carregamento nos painéis 2 e 3

da temperatura e com a diminuição da humidade. Até a máxima carga, não foi registada à vista desarmada qualquer fenda na laje de BACRFA, tendo-se registado uma flecha máxima de 0.79 mm, que é bastante inferior à flecha para estados limites de utilização ( $L/250 = 1200\text{mm}/250 = 4.8 \text{ mm}$ ).

Numa segunda fase, os dois painéis 2 e 3 do protótipo (Figura 1) foram submetidos a carregamento similar ao descrito anteriormente. O carregamento foi igual em ambos os painéis. Na Figura 11, apresenta-se a evolução da flecha (após estabilização) nos dois painéis até aproximadamente  $36 \text{ kN/m}^2$ . A evolução da flecha, temperatura e humidade encontra-se representada na Figura 12, não se tendo observado qualquer tipo de dano até ao máximo nível de carga aplicado nos dois painéis ( $36 \text{ kN/m}^2$ ).

## 5. CONCLUSÕES

No presente trabalho, foi desenvolvido um betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) com propriedades apropriadas para a construção de edifícios de habitação e comércio. As propriedades relevantes deste BACRFA foram determinadas experimentalmente seguindo as recomendações do Model Code 2010. Este BACRFA foi utilizado na construção de um protótipo à escala 1/4 de um edifício de habitação e/ou comércio, e o seu comportamento foi avaliado para carregamentos distribuídos em painéis de canto e do interior do protótipo, tendo-se monitorizado quer as flechas instantâneas como as de longo prazo. Até um nível de carga de aproximadamente  $40 \text{ kN/m}^2$  não foi registada, à vista desarmada, qualquer fissura estrutural na laje do protótipo. Foi ainda apresentada uma formulação baseada na teoria das linhas de rotura (TLR) para o dimensionamento de lajes elevadas (apoia-das em pilares) em betão reforçado com fibras de aço

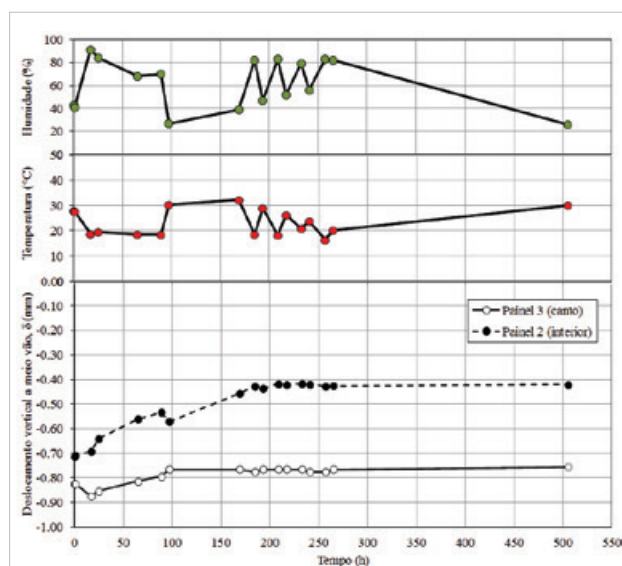


Figura 12 – Evolução da flecha, temperatura e humidade para carregamento nos painéis 2 e 3 com  $36 \text{ kN/m}^2$

(E-BRFA). A boa capacidade preditiva desta formulação foi comprovada utilizando resultados experimentais de ensaios com protótipos de escala real recentemente executados.

## 6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho resulta da investigação no âmbito do programa SlabSys-HFRC, PTDC/ECM/120394/2010, financiado pela FCT. Os autores expressam o seu agradecimento às empresas: CASAIS pela execução do protótipo; CiviTest pela conceção e execução do BACRFA; Maccaferri e RADMIX™ pelas fibras aplicadas, e Secil e Sika pelo fornecimento do cimento e superplastificante, respetivamente.

## Referências Bibliográficas

- [01] H. Salehian, J.A.O., Barros, Design of elevated steel fibre reinforced self-compacting concrete slabs. Technical report 11-DEC/E-30, Department of Civil Engineering, School Engineering, University of Minho (2011).
- [02] J.A.O. BARROS, H. SALEHIAN, N.M.M.A. PIRES, AND D.M.F. GONÇALVES, Design and testing elevated steel fibre reinforced self-compacting concrete slabs. 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: challenges and opportunities, Eds: Joaquim Barros et al., 19-21 September (2012).
- [03] Model Code 2010. Final draft, fib, (2011).
- [04] M.O.P.U. – “Pruebas de carga en puentes de carretera.” ministerio obras públicas y urbanismo – M.O.P.U., 45 pp (1988). ●



# ABCIC anuncia empresa vencedora do Prêmio Obra do Ano

**D**urante seu Jantar de Confraternização, realizado no dia 04 de dezembro, no Rosa Rosarum, em São Paulo, a Abcic – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto anunciou o vencedor do Prêmio Obra do Ano. Foram inscritas obras de distintos segmentos, desde empreendimentos residenciais até obras de mobilidade urbana, infraestrutura viária e aeroportuária.

Para Íria Doniak, presidente-executiva da Abcic, a diversificação de projetos inscritos no Prêmio Obra do Ano reforça a aplicabilidade do sistema pré-fabricado em diferentes segmentos. “A premiação destaca os projetos arquitetônicos que aliam beleza, estética e inovação, podendo ser executados com estruturas pré-fabricadas de concreto. Mesmo sendo indicado para projetos modulares, com repetitividade de peças,

nosso sistema tem vencido desafios e sendo viabilizado em distintos projetos, cumprindo ousados prazos de execução e agregando qualidade a diversos empreendimentos”, ressalta.

O vencedor do Prêmio foi o Tietê Plaza Shopping, localizado no bairro de Pirituba, zona Oeste de São Paulo, com área total construída de 130.334 m<sup>2</sup>. Para sua construção, foram utilizados aproximadamente 25.000 m<sup>3</sup> de concreto pré-fabricado, considerando vigas, lajes alveolares, painéis arquitetônicos de fachada estruturais e não estruturais, além de escadas. A obra foi executada pela Racional Engenharia e contou o projeto arquitetônico de Maria de Fátima Rodrigues Alves, e com projeto estrutural de Carlos Eduardo Melo. A Concrebem Pré-Moldados foi responsável por fornecer as estruturas de pré-fabricados.

A Comissão Julgadora ainda conferiu menção



honrosa a outros dois empreendimentos que se destacaram no uso de estruturas pré-fabricadas de concreto. O primeiro é o Estaleiro Enseada do Paraguaçu, em Maragogipe (BA), um projeto arquitetônico assinado pelo Consórcio PSG (Planave, Sondotécnica e Genpro), cujo projeto estrutural é de autoria do engenheiro George Maranhão. Trata-se de uma obra cujas estruturas pré-fabricadas foram fornecidas pela T&A Pré-Fabricados, num total de 11.000 m<sup>3</sup> de concreto pré-fabricado.

A segunda menção honrosa foi concedida para as obras de ampliação do Aeroporto Internacional de Brasília, cujas estruturas pré-fabricadas foram produzidas pela Cassol Pré-fabricados Ltda. O projeto arquitetônico é de autoria de Gerardo Pucciarello e Marcelo Minoliti; e o projeto estrutural foi feito pelo engenheiro Luís Roberto Moritz. A obra, que demandou um volume de 7.318 m<sup>3</sup> de concreto, ocupa uma área total de 50.405 m<sup>2</sup> e é composta por uma interligação que conecta a obra já existente com o Pier Sul e o Pier Norte.

Nesta edição, a Comissão Julgadora optou por destacar duas obras com grande relevância e importância

que utilizaram o sistema pré-fabricado para receber o Prêmio Destaque do Júri: a Arena Corinthians, com projeto arquitetônico de autoria do escritório CDC Arquitetos em parceria com DDG Arquitetura, estrutura de pré-fabricado fornecida pela CPI Engenharia, projeto estrutural da EGT Engenharia e Fhecor do Brasil; e o Monumento a Copa, relógio projetado pelo arquiteto Oscar Niemeyer, que realizou a contagem regressiva até a abertura do evento, no dia 12 de junho, com estrutura de pré-fabricado fornecida pela Leonardi.

O Prêmio Obra do Ano prestigia as empresas pré-fabricadoras e confere destaque aos arquitetos e engenheiros projetistas que usam o sistema construtivo em seus projetos. Criado em 2011, no ano de comemoração de 10 anos de atividades da Abcic, o Prêmio conta com o apoio de mídia da Revista Concreto e Construções e da Revista Grandes Construções, e com o apoio institucional da ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, ABECE – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, IAB – Instituto de Arquitetos do Brasil e IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. ●



## Revista CONCRETO & Construções

A revista CONCRETO & Construções é o veículo impresso oficial do IBRACON.

De caráter científico, tecnológico e informativo, a publicação traz artigos, entrevistas, reportagens e notícias de interesse para o setor construtivo e para a rede de ensino e pesquisa em arquitetura, engenharia civil e tecnologia.

Distribuída em todo território nacional aos profissionais em cargos de decisão, a revista é a plataforma ideal para a divulgação dos produtos e serviços que sua empresa tem a oferecer ao mercado construtivo.

### PARA ANUNCIAR

Tel. 11- 3735-0202

arlene@ibracon.org.br

<b>Periodicidade</b>	Trimestral
<b>Número de páginas</b>	104 (mínimo)
<b>Formato</b>	21 x 28 cm
<b>Papel</b>	Couché 115 g
<b>Capa plastificada</b>	Couché 180 g
<b>Acabamento</b>	Lombada quadrada colada
<b>Tiragem</b>	5.500 exemplares
<b>Distribuição</b>	Circulação controlada, auditada pelo IVC

Consulte o perfil dos profissionais e o ramo de atuação das empresas do mailing:  
[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br) (link "Publicações")



### Formatos e investimentos

Formato	Dimensões	R\$
2ª Capa + Página 3	42,0 x 28,0 cm	9.650,00
Página Dupla	42,0 x 28,0 cm	8.550,00
4ª Capa	21,0 x 28,0 cm	6.530,00
2ª, 3ª Capa ou Página 3	21,0 x 28,0 cm	6.290,00
1 Página	21,0 x 28,0 cm	5.860,00
2/3 de Página Vertical	14,0 x 28,0 cm	4.390,00
1/2 Página Horizontal	21,0 x 14,0 cm	3.190,00
1/2 Página Vertical	10,5 x 28,0 cm	3.190,00
1/3 Página Horizontal	21,0 x 9,0 cm	2.750,00
1/3 Página Vertical	7,0 x 28,0 cm	2.750,00
1/4 Página Vertical	10,5 x 14,0 cm	2.380,00
Encarte	Sob consulta	Sob consulta

# Especificação de parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio

---

FABRÍCIO BOLINA – ANALISTA DE PROJETOS, MESTRANDO  
BERNARDO TUTIKIAN – COORDENADOR GERAL, PROFESSOR  
ITT PERFORMANCE – UNISINOS

---

## 1. INTRODUÇÃO

A análise da durabilidade das edificações nunca esteve tão em evidência no cenário brasileiro, principalmente após a entrada em vigor da ABNT NBR 15575:2013 (Norma de desempenho).

Composta por seis partes, esta norma objetiva, em essência, a verificação e aplicabilidade, em termos de segurança estrutural, habitabilidade e durabilidade, dos materiais e sistemas construtivos utilizados no setor da construção civil nacional. Para tanto, a normativa estabeleceu três níveis de desempenho a serem atingidos pelos sistemas: o mínimo, o intermediário e o superior, cada qual classificando o grau de qualidade dos materiais e processos empregados na edificação.

No que tange à durabilidade dos sistemas estruturais, a norma em destaque estabelece que a estrutura deve atender a uma vida útil de projeto (VUP) em função do nível de desempenho almejado, sendo de 50, 63 e 75 anos para os níveis mínimo, intermediário e superior, respectivamente. Além deste requisito de durabilidade, elucidado parcialmente pela ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de con-

creto) e pela ABNT NBR 8681:2003 (Ações e segurança nas estruturas), a norma de desempenho elucida requisitos mínimos de segurança do sistema estrutural, principalmente quanto aos elementos em situação de incêndio, orientados, essencialmente, pela ABNT NBR 14432:2001 (Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações) e ABNT NBR 15200:2012 (Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio).

Porém, tanto a ABNT NBR 6118 quanto a ABNT NBR 8681 especificam ações de projeto para uma vida útil que se subentende ser de 50 anos, ou seja, atendendo o desempenho mínimo, não fazendo qualquer referência aos níveis intermediário e superior. Deste pressuposto, inúmeros questionamentos surgem quanto a esta inconsistência normativa, principalmente para o dimensionamento das estruturas de concreto armado frente aos requisitos de desempenho intermediário e superior. Por outro lado, em termos de segurança contra incêndio, a ABNT NBR 15200 faz referência a coeficientes que, de forma indireta, remetem a um cobrimento das armaduras. Contudo o referido coeficiente

depende do diâmetro das barras das armaduras principais e secundárias dos elementos estruturais, o que inviabiliza sua determinação antes da definição do projeto estrutural.

Assim, no que tange às exigências de desempenho deste sistema, o projetista deve considerar, afora as questões tradicionais de segurança estrutural, a duas condições fundamentais de projeto: durabilidade e segurança contra incêndio. Se, por um lado, a normativa que fundamenta as questões de durabilidade não contempla a totalidade das circunstâncias da ABNT NBR 15575:2013, por outro, em termos de incêndio, depara-se com incógnitas acerca do efetivo cobrimento nominal das armaduras a ser admitido em projeto, correndo o risco de, após finalizar o projeto, ter a necessidade de retomá-lo para o atendimento deste quesito. Assim, aponta-se uma dúvida incerteza nesta interrelação: (a) quais os critérios de projeto a serem adotados para vida útil de 63 e 75 anos e (b) qual critério prevalecerá no dimensionamento, se durabilidade ou segurança contra incêndio.

Destarte, neste artigo foi realizada uma análise do referencial bibliográfico no que tange a modelos teóricos de previsão de vida útil das estruturas de concreto armado, intentando definir e discutir parâmetros de projeto para vida útil de 63 e 75 anos. De modo a comparar os resultados obtidos, realizou-se um estudo de referências normativas internacionais, tais como a indiana (IS 456:2000), a americana (ACI 318:2008), a australiana (AS 3600:2001) e as européias (BS 8500-1:2012 e EN 206-1:2013). A norma australiana e a européia, mais particularmente, evidenciam fundamentos bem definidos para atender a uma vida útil de 60 e 100 anos, respectivamente. As demais normas referenciadas, a exemplo da brasileira, não expõem claramente o período de vida útil almejada, embora subentenda ser de 50 anos. Isto evidencia uma carência normativa mundial no que tange projetos para vidas úteis elevadas. Por fim, e com os parâmetros de durabilidade definidos, fez-se uma comparação com a norma ABNT NBR 15200:2012, adotando armaduras principais e secundárias hipotéticas, intentando concluir sobre qual critério irá prevalecer no dimensionamento estrutural: se durabilidade ou incêndio.

## 2. DESEMPENHO E DURABILIDADE

Em termos de durabilidade, a norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece os princípios fundamentais para o dimensionamento das estruturas de concreto armado, elucidando que a estrutura a ser concebida deve ser enquadrada em uma das quatro classes de agressividade ambiental:

(a) classe I (fraca), (b) classe II (moderada), (c) classe III (forte) e (d) classe IV (muito forte). Observa-se, que nas duas primeiras classes de agressividade, a corrosão das barras de aço por carbonatação é a principal preocupação, conquanto que a corrosão iniciada pelo ataque de íons cloretos é mais sério nas classes III e IV. Para cada classe de agressividade ambiental referenciada, a norma propõe diferentes espessuras de cobrimento nominal das armaduras, relações água/cimento máximas e resistências à compressão mínimas, intentando preservar os elementos de ataques externos, por uma determinada vida útil. Seguindo o mesmo raciocínio, pôde-se utilizar modelos teóricos de previsão de vida útil que admitem, na sua concepção, parâmetros semelhantes ao requeridos pela norma referenciada. Os resultados foram comparados com as especificações das normas australiana (AS 3600:2001) e européias (BS 8500-1:2012 e EN 206-1:2013), com o intento de validar tais conclusões, uma vez que as normas indiana (IS 456:2000) e americana (ACI 318:2008) fazem referências para 50 anos, apresentando, contudo, valores mais conservadores que a ABNT NBR 6118:2014.

### 2.1 ANÁLISE DOS MODELOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

Foi realizada uma revisão dos principais modelos teóricos que inferem sobre previsão de vida útil do elemento estrutural. Buscou-se analisar modelos que admitem, essencialmente, espessuras carbonatadas e espessuras de ingresso de cloretos sobre diferentes características do concreto. Da espessura contaminada obtida com os modelos teóricos, determina-se, então, qual espessura de cobrimento nominal das armaduras o elemento estrutural, inserido naquele ambiente, deve ter. A justificativa para a escolha de apenas dois tipos de agressão, gás carbônico e cloretos, fundamenta-se no fato de que são estas as formas de ataque mais corriqueiramente observadas nas construções convencionais, além de serem estas as formas de ataque que, indiretamente, fundamentam a essência das classes de agressividade ambiental da normatização brasileira. Obviamente que em situações em que o fenômeno de agressão preponderante seja outro, como lixiviação, reação álcali-agregado, ataque por sulfato, ação de gelo-degelo, entre outros, o profissional responsável pela especificação do concreto deve tomar as precauções cabíveis para esta situação especial.

Portanto, para as classes de agressividade I e II foram escolhidos os modelos de Morinaga (1990) e Bob e



Bob (1991); e para as classes de agressividade III e IV, o de Helene (1993), Maage et al. (1996) e Bob (1996).

### 2.1.1 Morinaga (1990)

Trata-se de um modelo que avalia a profundidade de carbonatação, apoiando-se, essencialmente, na relação água/cimento, na concentração de atmosférica, na umidade relativa do ar, na temperatura do ambiente e no tipo de revestimento que é aplicado junto à superfície do elemento estrutural.

Para relação água/cimento superior a 0,60, a profundidade de carbonatação  $x_c$  é dada por (1).

$$x_c = \left(\frac{C}{5}\right)^{0,5} \cdot 2,44 \cdot (1,391 - 0,174 \cdot HR + 0,0217 \cdot T) \cdot \left[ \frac{4,9 \cdot (W - 0,25)}{(1,15 + 3W)^{0,5}} \right] \cdot \sqrt{t} \quad [1]$$

Para relação água/cimento inferior a 0,60, a profundidade de carbonatação  $x_c$  é dada por (2).

$$x_c = \left(\frac{C}{5}\right)^{0,5} \cdot 2,44 \cdot (1,391 - 0,174 \cdot HR + 0,0217 \cdot T) \cdot (4,6 \cdot W - 1,76) \cdot \sqrt{t} \quad [2]$$

Onde C é a concentração de na atmosfera, W, a relação água/cimento, HR, a umidade relativa do ar, T, a temperatura ambiental e t, o tempo de exposição, em anos, da estrutura.

### 2.1.2 Bob e Bob (1991)

O modelo considera para o cálculo da profundidade de carbonatação do concreto a resistência característica à compressão do concreto e o tempo de exposição do elemento estrutural, sendo dada por (3).

$$x_c = 150 \cdot \left( \frac{c \cdot k \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t} \quad [3]$$

Onde c admite a capacidade de fixação de CO<sub>2</sub> no cimento, k, as condições ambientais (umidade relativa do ar), d, a concentração de CO<sub>2</sub> na atmosfera, f<sub>c</sub> a resistência à compressão característica do concreto e, finalmente, t, o tempo de exposição da estrutura em estudo.

### 2.1.3 Helene (1993); Maage et al. (1996)

Neste modelo, a profundidade de penetração  $y_c$  dos íons cloretos é dada de acordo com (4).

$$y_c = k \cdot \sqrt{t} \quad [4]$$

Sendo t, o tempo, em anos e k, o coeficiente de difusão dos íons. Segundo Andrade (2001), a equação acima elucida que, no primeiro ano de exposição, a profundidade de penetração de cloretos teria o mesmo valor numérico do coeficiente de cloretos. O autor referencia que, ademais, a concentração superficial de cloretos  $C_s$  é também dada segundo uma função que varia com a raiz quadrada do tempo, conforme (5).

$$C_s = k \cdot \sqrt{t} \quad [5]$$

Helene (1993) também sugere que a concentração de cloretos em um elemento estrutural pode ser expressa em relação à massa de cimento ( $C$ ), sendo diretamente influenciada pela concentração de cloretos no ambiente. A expressão que correlaciona essas variáveis está expressa em (6).

$$Cl_{\text{cimento}} = \frac{Cl_{\text{amb}} \cdot Ab \cdot \gamma \cdot 0,01}{C} \quad [6]$$

Onde  $Cl_{\text{cimento}}$  é o consumo de cimento, em kg/m<sup>3</sup>, Ab é a absorção máxima de água no concreto, expressa em %, e  $\gamma$ , a massa específica do concreto, em kg/m<sup>3</sup>. Deste pressuposto, Andrade (2001) cita que é possível admitir, portanto, que o valor da concentração superficial de cloretos ao fim de um ano de exposição, em relação a massa de cimento, pode ser comparado com a concentração de cloretos no ambiente através da equação (5) e (6). Assim, é possível admitir, conforme (5), que, no primeiro ano, o coeficiente de absorção de cloretos k será igual a concentração, em %, de cloretos junto à superfície do concreto, a qual é função da concentração de cloretos junto ao meio ambiente, conforme demonstrado em (6).

### 2.1.4 Bob (1996)

Este modelo é muito semelhante ao utilizado para

análise de profundidades carbonatadas. Após verificações baseadas em dados de experimentos de longa duração, Bob (1996) observou que o mesmo raciocínio pode ser utilizado para modelagem do processo de penetração de cloretos, conforme (7).

$$x_m = 150 \cdot \left( \frac{c \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t} \quad [7]$$

Sendo  $x_m$  a profundidade média de penetração de cloretos, em milímetros,  $f_c$ , a resistência à compressão característica do concreto, em MPa,  $c$ , a capacidade de fixação de cloretos (dependente do tipo de cimento),  $k_1$ , a influência da temperatura no modelo,  $k_2$ , a influência da umidade e  $d$  representa a relação entre a concentração crítica e a concentração superficial de cloretos na estrutura.

## 2.2 ANÁLISE DA NORMATIVA AUSTRALIANA

A AS-3600 (Australian Standard – concrete structures), que especifica os requisitos mínimos para a concepção e a construção de estruturas de concreto, é uma das poucas em nível mundial a correlacionar vida útil com parâmetros objetivos de projeto. A norma estabelece recomendações direcionadas a atender uma vida útil mínima bem estabelecida, entre 40 e 60 anos. Para caracterização da agressividade, a norma propõe uma classificação ambiental, em termos de intensidade, segundo o ambiente que circunda a superfície do elemento.

Esses ambientes são classificados em (1<sup>o</sup>) elementos com superfície em contato com o solo; (2<sup>o</sup>) superfície de elementos em ambientes internos; (3<sup>o</sup>) superfície de elementos em ambientes externos próximos e/ou distantes de regiões litorâneas;

Tabela 1 – Correlação entre a norma brasileira ABNT NBR 6118 e a norma australiana AS 3600 quanto às classes ambientais de exposição das estruturas de concreto

CAA (NBR 6118)	Elemento	Classe equivalente (AS 3600)	Descrição da classe em referência (segundo a norma estrangeira)
I	Laje	Tipo A1 ambiente n° 2	Superfície de elementos em ambientes internos
	Viga/pilar	Tipo A2 ambiente n° 3	Superfície de elementos em ambientes externos, em regiões não industrial
	Estrutura enterrada	Tipo A2 ambiente n° 1	Superfície de elementos em contato com o solo não contaminado
II	Laje Viga/pilar	Tipo B1 ambiente n° 3	Superfície de elementos acima do solo, aplicável ambientes externos
	Estrutura enterrada	Tipo B1 ambiente n° 4	Elementos em contato com água não contaminada
III	Laje	Tipo B1 ambiente n° 2	Elementos em ambientes internos, em regiões industriais
	Viga/pilar	Tipo B2 ambiente n° 3	Superfície de elementos acima do solo, em ambientes externos, distantes de 1 a 50km da orla marinha
	Estrutura enterrada	Tipo B2 ambiente n° 4	Superfície de elementos em água marinha
IV	Laje	Tipo C ambiente n° 4	Superfície de elementos em água marinha, em zonas de maré ou respingo
	Viga/pilar	Tipo C ambiente n° 4	Superfície de elementos em água marinha, em zonas de maré ou respingo
	Estrutura enterrada	Tipo U (C) ambiente n° 1	Superfície de elementos em contato com solo contaminado

(4<sup>ª</sup>) superfícies de elementos em contato com água; e (5<sup>ª</sup>) superfícies de elementos em outros ambientes não citados nos itens anteriores (casos especiais). Para cada ambiente referenciado, é atribuída uma classificação da exposição, que nada mais é do que um grau de exposição, segundo ordem ascendente de intensidade, formando as classes do tipo A1, A2, B1, B2, C e U. Tem-se, destarte, uma correlação entre ambiente circundante *versus* potencialidade de ataque (ou grau da probabilidade de agressão). Com isso, é possível criar uma correlação entre esta e as classes de agressividade ambiental da Norma brasileira, conforme se apresenta na Tabela 1.

### 2.3 ANÁLISE DA NORMATIVA BRITÂNICA

A BS 8500-1:2012 (Concrete – complementary British Standard to BS EN 206-1) é uma norma britânica que complementa a norma europeia EN 206-1:2013 (Concrete – part 1: specification, performance, production and conformity). Esta norma complementar sintetiza os métodos para a especificação correta do concreto a ser utilizado na produção dos elementos estruturais. No que tange aos critérios concernentes à durabilidade, a BS 8500-1 propõe uma classificação dos ambientes em (1<sup>ª</sup>) classe X0, quan-

Tabela 2 – Correlação entre a norma brasileira ABNT NBR 6118 e a norma britânica BS 8500-1 quanto às classes ambientais de exposição das estruturas de concreto

CAA (NBR 6118)	Elemento	Classe equivalente (BS 8500-1)	Descrição da classe em referência (segundo a norma estrangeira)
I	Laje	X0	Concretos em ambientes secos
	Viga/pilar	X0	Concretos em ambientes secos
	Estrutura enterrada	X0	Concretos em ambientes secos
II	Laje	XC1	Corrosão induzida por carbonatação, em clima de umidade moderada ou ciclos de molhagem e secagem, aplicável para superfícies externas de elementos estruturais
	Viga/pilar	XC3	Corrosão induzida por carbonatação, em clima de umidade moderada ou ciclos de molhagem e secagem, aplicável para superfícies externas de elementos estruturais
	Estrutura enterrada	XC3	Corrosão induzida por carbonatação, em clima de umidade moderada ou ciclos de molhagem e secagem, aplicável para superfícies externas de elementos estruturais
III	Laje	XD1	Corrosão induzida por cloretos de outras fontes, não marinhas, válido para estruturas ocasionalmente submetida a cloretos. Ambiente de umidade moderada
	Viga/pilar	XS1	Corrosão induzida por cloretos oriundos do mar, para condições de exposição a névoa salina, mas não em contato direto com a água do mar. Elementos estruturais externos das edificações, inseridos em regiões costeiras
	Estrutura enterrada	XS1	Corrosão induzida por cloretos oriundos do mar, para condições de exposição a névoa salina, mas não em contato direto com a água do mar. Elementos estruturais externos das edificações, inseridos em regiões costeiras
IV	Laje	XS3	Corrosão induzida por cloretos oriundos do mar, para condições de contato direto ou em zonas de respingo e pulverização
	Viga/pilar	XS3	Corrosão induzida por cloretos oriundos do mar, para condições de contato direto ou em zonas de respingo e pulverização
	Estrutura enterrada	XS3	Corrosão induzida por cloretos oriundos do mar, para condições de contato direto ou em zonas de respingo e pulverização



Tabela 3 – Proposta de tabela de dimensionamento estrutural à durabilidade para uma VUP de 50, 63 e 75 anos

Vida útil	50 anos				63 anos				75 anos			
CAA	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Elemento	Cobrimento (mm) / Classe concreto Relação ac / Consumo cimento (kg/m <sup>3</sup> )				Cobrimento (mm) / Classe concreto Relação ac / Consumo cimento (kg/m <sup>3</sup> )				Cobrimento (mm) / Classe concreto Relação ac / Consumo cimento (kg/m <sup>3</sup> )			
Laje	20/C20 0,65/260	25/C25 0,6/280	35/C30 0,55/320	45/C40 0,45/360	25/C25 0,6/280	35/C35 0,5/300	45/C40 0,45/340	55/C50 0,40/360	30/C30 0,60/280	40/C40 0,50/340	50/C40 0,40/360	65/C50 0,40/380
Viga/pilar	25/C20 0,65/260	30/C25 0,6/280	40/C30 0,55/320	50/C40 0,45/360	30/C25 0,6/280	40/C35 0,5/300	50/C40 0,45/340	60/C50 0,40/360	35/C30 0,60/280	45/C40 0,50/340	55/C40 0,40/360	70/C50 0,35/380
Elementos em contato c/solo	30/C20 0,65/260	30/C25 0,6/280	40/C30 0,55/320	50/C40 0,45/360	30/C25 0,6/280	40/C35 0,5/300	50/C40 0,45/340	60/C50 0,35/360	40/C30 0,60/280	45/C40 0,45/340	55/C40 0,40/360	70/C50 0,35/380

do não apresenta riscos de corrosão ou ataques de qualquer tipo; (2<sup>ª</sup>) classe XC, que submete os elementos a ataques por carbonatação; (3<sup>ª</sup>) classe XD, submete os elementos a ataques por cloretos de origem não marinha; (4<sup>ª</sup>) classe XS, induzem corrosão aos elementos por cloretos oriundos do mar e (5<sup>ª</sup>) classe XF, no qual os elementos estruturais estão submetidos a ciclo de gelo-degelo.

Para cada classe de exposição, é criada uma subclassificação, a qual caracteriza - indiretamente - a intensidade da agressividade que o elemento estrutural sofre, variando em ordem ascensional de 1 a 4. Na Tabela 2, apresenta-se uma correlação entre as classes de agressividade ambiental admitida no Brasil e a respectiva extrapolação para a norma britânica em destaque.

Foi considerado, para as classes I e II da ABNT NBR 6118, apenas o ataque por carbonatação, conquanto que o ataque por cloretos, mais severo, foi especificado para as classes III e IV. Considera-se que, desta forma, estará analisando-se a pior situação, pois estruturas em ambientes rurais e urbanos normalmente não estão submetidas a íons cloretos, enquanto que estruturas em regiões com a presença destes elementos são degradadas por estes prioritariamente, e não por carbonatação, que passa a ser um efeito secundário.

## 2.4 PROPOSTA DE PARÂMETROS DE PROJETO

A tabela 3 apresenta a proposta a ser adotada para projetos de estruturas de concreto armado visando atender ao desempenho mínimo (50 anos), intermediário (63 anos)

e superior (75 anos). Cabe ressaltar que, para 50 anos, a tabela fundamenta-se nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014. Para 63 e 75 anos, a tabela apoia-se nas normas australiana, europeias e nos modelos teóricos evidenciados.

## 2.5 VALIDAÇÃO DA TABELA 3 ATRAVÉS DOS MODELOS TEÓRICOS (COM $\Delta c=10\text{MM}$ - TOLERÂNCIA DE EXECUÇÃO)

Na sequência, será realizada a comprovação dos parâmetros apresentados na Tabela 3, fundamentados, essencialmente, nos modelos teóricos supracitados. Cabe ressaltar, contudo, que pequenas divergências entre modelos são esperadas neste tipo de análise, pois se tratam de análises numéricas, de cunho determinístico e estatístico (POSSAN, 2010), com diferentes critérios de validação e aplicação, e cada equação possui suas limitações, grau de precisão e simplificações intrínsecas. Cabe destacar que, para as lajes, adotou-se 5mm a menos de cobrimento nominal do que os demais elementos estruturais. Entende-se que estes elementos, por encontrarem-se geralmente no plano horizontal e quase sempre inserido em ambientes internos, possuem um nível adicional de proteção.

### 2.5.1 Classe de agressividade ambiental 1 (CAA I)

Na análise desta classe fundamentamo-nos nos modelos de previsão de vida útil de elementos sujeitos à carbonatação. Contudo, por referir-se a ambientes rurais, admite-se baixa concentração de CO<sub>2</sub> na atmosfera. As

características do concreto no modelo foram fundamentadas no que as normativas internacionais referenciam nas suas recomendações (Quadro 1).

O modelo teórico de Morinaga (1990) e de Bob e Bob (1991) produziram resultados semelhantes de espessuras carbonatadas em 50 anos. A média dos valores de

27,38mm e 25,91mm são coerentes com os 25mm recomendados pela ABNT NBR 6118:2014. Para 63 e 75 anos, os valores médios dos modelos também se aproximaram dos 30 e 35mm recomendados, respectivamente, pela norma australiana e britânica para um ambiente sob as mesmas circunstâncias da CAA I da norma brasileira referenciada.

Quadro 1 – Modelos de previsão de vida útil de elementos sujeitos à carbonatação para CAA I

Segundo Morinaga (1990) – VUP 50 anos

C	0,004*	t	50*	anos
W	0,65*	t	18.000	dias
HR	0,8*	R	1	
T	20*	°C		
cobrimento		17,376 mm		
c+ΔC		27,38 mm		

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Bob e Bob (1991) – VUP 50 anos

c	1*			
k	0,3*			
d	1*			
fc	20*	MPa		
t	50*	anos		
cobrimento		15,910 mm		
c+ΔC		25,910 mm		

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Morinaga (1990) – VUP 63 anos

C	0,004*	t	63*	anos
W	0,6*	t	22.680	dias
HR	0,8*	R	1	
T	20*	°C		
cobrimento		18,05 mm		
c+ΔC		28,05 mm		

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Bob e Bob (1991) – VUP 63 anos

c	1,4*			
k	0,3*			
d	1*			
fc	25*	MPa		
t	63*	anos		
cobrimento		20,02 mm		
c+ΔC		30,02 mm		

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Morinaga (1990) – VUP 75 anos

C	0,004*	t	75*	anos
W	0,6*	t	27.000	dias
HR	0,8*	R	1	
T	20*	°C		
cobrimento		19,691 mm		
c+ΔC		29,69 mm		

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Bob e Bob (1991) – VUP 75 anos

c	1,8*			
k	0,3*			
d	1*			
fc	30*	MPa		
t	75*	anos		
cobrimento		23,383 mm		
c+ΔC		33,383 mm		

\*Em amarelo, dados de inserção

Quadro 2 – Modelos de previsão de vida útil de elementos sujeitos à carbonatação para CAA II

### Segundo Morinaga (1990) – VUP 50 anos

C	0,038*	t	50*	anos
W	0,6*	t	18.000	dias
HR	0,8*	R	1	
T	20*			°C

cobrimento 48,11 mm

c+ΔC 58,11 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Bob e Bob (1991) – VUP 50 anos

c	1*			
k	0,3*			
d	2*			
fc	25*	MPa		
t	50*	anos		

cobrimento 25,456 mm

c+ΔC 35,456 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Morinaga (1990) – VUP 63 anos

C	0,038*	t	63*	anos
W	0,5*	t	22.680	dias
HR	0,8*	R	1	
T	20*			°C

cobrimento 29,162 mm

c+ΔC 39,16 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Bob e Bob (1991) – VUP 63 anos

c	1,4*			
k	0,3*			
d	2*			
fc	35*	MPa		
t	63*	anos		

cobrimento 28,574 mm

c+ΔC 38,574 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Morinaga (1990) – VUP 75 anos

C	0,038*	t	75*	anos
W	0,5*	t	27.000	dias
HR	0,8*	R	1	
T	20*			°C

cobrimento 31,82 mm

c+ΔC 41,82 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Bob e Bob (1991) – VUP 75 anos

c	1,8*			
k	0,3*			
d	2*			
fc	40*	MPa		
t	75*	anos		

cobrimento 35,074 mm

c+ΔC 45,074 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

## 2.5.2 Classe de agressividade ambiental 2 (CAA II)

Tal como a CAA I, para análise da CAA II se considerou apenas a carbonatação como agente agressivo. Para esta análise, contudo, admite-se um ambiente com uma

maior concentração de gás carbônico na atmosfera. Conforme se observa nos resultados, o valor do cobrimento nominal de 40mm apresentado pela norma australiana é muito semelhante ao que os modelos teóricos de Morinaga (1990) e Bob e Bob (1991) retratam para 63 anos. Para 75 anos, a média dos valores dos dois modelos



teóricos referencia que os 45mm de cobrimento das armaduras recomendado pela norma britânica é coerente. Contudo, o modelo de Morinaga mostrou-se inconsistente na análise para 50 anos, mostrando-se muito sensível

à relação água/aglomerante estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014. O modelo de Bob e Bob produziu resultados aceitáveis, considerando as variáveis adotadas no modelo (Quadro 2).

Quadro 3 – Modelos de previsão de vida útil de elementos sujeitos à carbonatação para CAA III

Segundo Bob (1996) – VUP 50 anos

fc	30*	MPa
k1	1,25*	
k2	1*	
d	1*	
c	0,71*	
t	50*	anos
cobrimento		31,378 mm
c+ΔC		41,378 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Helene(1993); Maage et al. (1999) – VUP 50 anos

C	320*	Kg/m <sup>3</sup>	Clsup.	0,06640	%
γ	2500*		k	0,06640	
C,amb	0,5		t	50*	anos
Abh	1,7*	%	y	3,32031	cm
cobrimento				33,20	
c+ΔC				43,20 mm	

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Bob (1996) – VUP 63 anos

fc	40*	MPa
k1	1,25*	
k2	1*	
d	1,5*	
c	0,75*	
t	63*	anos
cobrimento		41,857 mm
c+ΔC		51,86 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Helene(1993); Maage et al. (1999) – VUP 63 anos

C	340*	Kg/m <sup>3</sup>	Clsup.	0,0625	%
γ	2500*		k	0,0625	
C,amb	0,5		t	63*	anos
Abh	1,7*	%	y	3,9375	cm
cobrimento				39,38	
c+ΔC				49,38 mm	

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Bob (1996) – VUP 75 anos

fc	40*	MPa
k1	1,25*	
k2	1*	
d	1,5*	
c	0,75*	
t	75*	anos
cobrimento		45,67 mm
c+ΔC		55,67 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

Segundo Helene(1993); Maage et al. (1999) – VUP 75 anos

C	360*	Kg/m <sup>3</sup>	Clsup.	0,059028	%
γ	2500*		k	0,059028	
C,amb	0,5		t	75*	anos
Abh	1,7*	%	y	4,427083	cm
cobrimento				44,27	
c+ΔC				54,27 mm	

\*Em amarelo, dados de inserção

## 2.5.3 Classe de agressividade ambiental 3 (CAA III)

Para análise da CAA III, a validação das normas internacionais foi apoiada em modelos que inferem à previsão

de vida útil segundo ataque por cloretos. As características do concreto admitidas no modelo foram fundamentadas no que as normativas internacionais referenciam nas suas recomendações (Quadro 3).

Quadro 4 – Modelos de previsão de vida útil de elementos sujeitos à carbonatação para CAA IV

### Segundo Bob (1996) – VUP 50 anos

fc	40*	MPa
k1	1,25*	
k2	1*	
d	2*	
c	0,9*	
t	50*	anos
cobrimento		59,662 mm
c+ΔC		69,662 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Helene(1993); Maage et al. (1999) – VUP 50 anos

C	360*	Kg/m <sup>3</sup>	Clsup.	0,08	%
γ	2500*		k	0,08	
C,amb	2,5		t	50*	anos
Abh	0,45*	%	y	3,91	cm
cobrimento				39,063	
c+ΔC				49,063 mm	

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Bob (1996) – VUP 63 anos

fc	50*	MPa
k1	1,25*	
k2	1*	
d	2*	
c	0,9*	
t	63*	anos
cobrimento		53,58 mm
c+ΔC		63,58 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Helene(1993); Maage et al. (1999) – VUP 63 anos

C	360*	Kg/m <sup>3</sup>	Clsup.	0,0781	%
γ	2500*		k	0,07815	
C,amb	2,5		t	63*	anos
Abh	0,45*	%	y	4,92187	cm
cobrimento				49,22	
c+ΔC				59,22 mm	

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Bob (1996) – VUP 75 anos

fc	50*	MPa
k1	1,25*	
k2	1*	
d	2*	
c	0,9*	
t	75*	anos
cobrimento		58,457 mm
c+ΔC		68,457 mm

\*Em amarelo, dados de inserção

### Segundo Helene(1993); Maage et al. (1999) – VUP 75 anos

C	380*	Kg/m <sup>3</sup>	Clsup.	0,0743	%
γ	2500*		k	0,0743	
C,amb	2,5		t	75*	anos
Abh	0,45*	%	y	5,5507	cm
cobrimento				55,51	
c+ΔC				65,51 mm	

\*Em amarelo, dados de inserção

Conforme demonstrado, a profundidade de ingresso dos íons cloretos para 63 e 75 anos apresentados pelos modelos de Bob (1996), Helene (1993) e Maage et al. (1996) evidencia que a normativa australiana e britânica fornecem recomendações coerentes para um ambiente de exposição semelhante ao que a ABNT NBR 6118 caracteriza como CAA III. Na análise para 50 anos, a média dos valores de cobertura nominal das armaduras converge – a níveis aceitáveis – com o que a ABNT NBR 6118:2014 propõe.

#### 2.5.4 Classe de agressividade ambiental 4 (CAA IV)

Tal como a CAA III, a análise da CAA IV apoia-se em modelos teóricos de previsão de vida útil para ataque por cloretos. Para esta classe, contudo, admite-se um ambiente com uma maior concentração destes íons na atmosfera do que a CAA III (Quadro 4).

Do exposto, os modelos de Bob (1996), Helene (1993) e Maage et al. (1996) comprovam, por fim, que as normativas australiana e britânica fornecem valores coerentes à profundidades de ingresso de cloretos para 63 e 75 anos, respectivamente. Contudo, o modelo de Bob (1996) apresentou valores divergentes ao que a ABNT NBR 6118:2014 propõe para 50 anos.

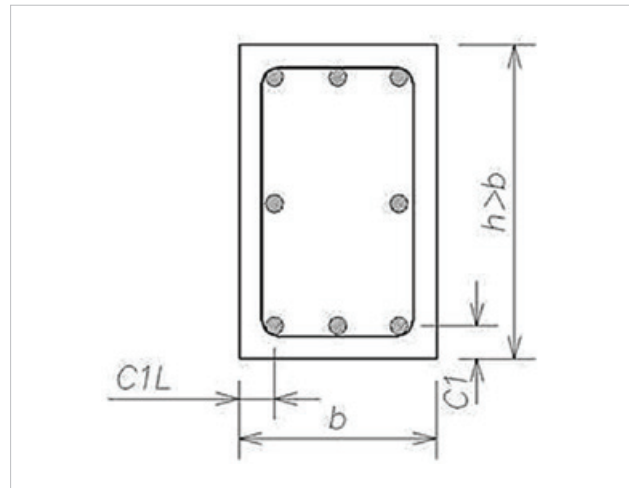


Figura 1 – Distância C1 e C1L, segundo a ABNT NBR 15200:2012

Para os valores supracitados, apenas recomenda-se o uso de fibras no concreto para evitar a fissuração quando o cobrimento especificado for superior a 60mm.

### 3. DESEMPENHO E SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

A inclusão de medidas de proteção e combate a incêndio nas edificações e, principalmente, de meios que

Tabela 4 – Cobrimento nominal das armaduras para estruturas em situação de incêndio, admitindo armadura longitudinal de 12,5mm de diâmetro e armadura transversal de diâmetro de 6,3mm

Altura da edificação (h)	Espessura dos cobrimentos nominais das armaduras (mm)										
	Vigas Largura da viga (cm)				Lajes esp. <sup>1</sup> (cm)	Pilares Menor lado do pilar (cm)					
	8	12	16	19	6	19	25	30	35	40	45
$h \leq 12m$ (TRRF 30 min)	12,7	7,7	2,7	2,7	4,0	31,8	26,8	25,8	X	X	X
	12	16	19	30	8	19	25	30	35	40	45
$12m < h \leq 23m$ (TRRF 60 min)	27,7	22,7	17,7	12,7	14,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	32,8
	14	19	30	40	10	19	25	30	35	40	45
$23m < h \leq 30m$ (TRRF 90 min)	47,7	32,7	27,7	22,7	24,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	19	24	30	50	12	19	25	30	35	40	45
$h > 30m$ (TRRF 120 min)	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8

<sup>1</sup> Espessuras mínimas, segundo ABNT NBR 15200



Tabela 5 – Cobrimento nominal para VUP de 50 anos, admitindo critérios de durabilidade e segurança contra incêndio, para armadura longitudinal de 12,5mm de diâmetro e armadura transversal de diâmetro de 6,3mm

Altura da edificação (h)	CAA	Espessura dos cobrimentos nominais das armaduras (mm)										
		Vigas Largura da viga (cm)				Lajes esp. <sup>1</sup> (cm)	Pilares Menor lado do pilar (cm)					
		8	12	16	19	6	19	25	30	35	40	45
h ≤ 12m (TRRF 30 min)	I	25,0	25,0	25,0	25,0	20,0	31,8	26,8	25,8	25,0	25,0	25,0
	II	30,0	30,0	30,0	30,0	25,0	31,8	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
	III	40,0	40,0	40,0	40,0	35,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0
	IV	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
12m < h ≤ 23m (TRRF 60 min)	I	27,7	25,0	25,0	25,0	20,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	32,8
	II	30,0	30,0	30,0	30,0	25,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	32,8
	III	40,0	40,0	40,0	40,0	35,0	46,8	43,8	41,8	40,0	40,0	40,0
	IV	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
23m < h ≤ 30m (TRRF 90 min)	I	47,7	32,7	27,7	25,0	24,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	II	47,7	32,7	30,0	30,0	25,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	III	47,7	40,0	40,0	40,0	35,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	IV	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	62,8	56,8	54,8	51,8	50,0	50,0
h > 30m (TRRF 120 min)	I	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	II	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	III	55,7	47,7	42,7	40,0	35,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	IV	55,7	50,0	50,0	50,0	45,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8

<sup>1</sup> Espessuras mínimas, segundo ABNT NBR 15200

■ Dimensionado para a durabilidade, segundo a ABNT NBR 6118: 2014

■ Dimensionado para o incêndio, segundo a ABNT NBR 15200: 2012

permitam o rápido abandono dos ambientes em chamas deve ser conscientemente analisada pelo projetista. No que tange à segurança das estruturas em situação de incêndio, evidencia-se a ABNT NBR 14432:2001, a qual transcreve exigências mínimas de resistência ao fogo a serem atendidas pelos elementos estruturais dos edifícios. Esta norma especifica tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), os quais consideram, além do tipo de uso e ocupação, a altura total da estrutura em relação ao nível do terreno natural.

Deste pressuposto, a ABNT NBR 15200:2012 faz referência aos critérios mínimos a serem admitidos no dimensionamento do elemento estrutural de concreto armado submetido a incêndio, com o intento de atender as exigências de resistência ao fogo da ABNT NBR 14432:2001.

Dentre os parâmetros que a norma recomenda, está a distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal (principal) e a face da estrutura de concreto, tanto lateral ( $C_{1l}$ ), quanto na inferior ( $C_1$ ), conforme elucidado na Figura 1.

Conforme observado, a ABNT NBR 15200 não cita, explicitamente, o cobrimento nominal das armaduras. Ela evidencia este cobrimento de modo indireto através do coeficiente supracitado. Numericamente, este coeficiente pode ser deduzido através da equação (8).

$$C_1 = \text{cobrimento armaduras} + \varnothing \text{ estribo} + 0,5 \cdot \varnothing \text{ armadura principal} \quad [8]$$

Realizando uma conta reversa, obtém-se, portanto, a

espessura do cobrimento nominal a ser admitido, considerando os valores do coeficiente apresentados pela ABNT NBR 15200. Tem-se, assim, deduzida a lei que rege o cálculo do cobrimento nominal das armaduras, tal como apresentado na equação (9).

$$\text{Cobrimento armaduras} = C_1 - \varnothing \text{ estribo} - 0,5 \cdot \varnothing \text{ armadura principal} \quad [9]$$

Cabe ao projetista, portanto, analisar a pior hipótese no que tange à adoção da espessura do cobrimento nominal das armaduras a ser adotado no projeto, admitindo requisitos tanto de durabilidade quanto de situação de incêndio (segurança). Analisando os princípios de durabilidade da Ta-

bela 3 e o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) da ABNT NBR 15200, é possível definir, de forma sucinta, uma tabela recomendativa para dimensionamento estrutural, no que tange à adoção do cobrimento das armaduras, admitindo todos os níveis de desempenho estrutural da ABNT NBR 15575:2013, considerando durabilidade *versus* segurança contra incêndio.

Para este dimensionamento e obedecendo a equação (9), portanto, foi admitida uma condição hipotética média, adotado-se um estribo de diâmetro 6,3mm e uma armadura principal longitudinal de diâmetro 12,5mm. Cabe ressaltar, contudo, que devido à existência de uma correlação na ABNT NBR 15200 entre o *TRRF x coeficiente C1 x dimensão geométrica dos elementos*, optou-se por manter, nesta análise,

Tabela 6 – Cobrimento nominal para VUP de 63 anos, admitindo critérios de durabilidade e segurança contra incêndio, para armadura longitudinal de 12,5mm de diâmetro e armadura transversal de diâmetro de 6,3mm

Altura da edificação (h)	CAA	Espessura dos cobrimentos nominais das armaduras (mm)										
		Vigas Largura da viga (cm)				Lajes esp. <sup>1</sup> (cm)	Pilares Menor lado do pilar (cm)					
		8	12	16	19	6	19	25	30	35	40	45
h ≤ 12m (TRRF 30 min)	I	30,0	30,0	30,0	30,0	25,0	31,8	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
	II	40,0	40,0	40,0	40,0	35,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0
	III	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
	IV	60,0	60,0	60,0	60,0	55,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0
		12	16	19	30	8	19	25	30	35	40	45
12m < h ≤ 23m (TRRF 60 min)	I	30,0	30,0	30,0	30,0	25,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	32,8
	II	40,0	40,0	40,0	40,0	35,0	46,8	43,8	41,8	40,0	40,0	40,0
	III	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
	IV	60,0	60,0	60,0	60,0	55,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0
		14	19	30	40	10	19	25	30	35	40	45
23m < h ≤ 30m (TRRF 90 min)	I	47,7	32,7	30,0	30,0	25,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	II	47,7	40,0	40,0	40,0	35,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	III	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	62,8	56,8	54,8	51,8	50,0	50,0
	IV	60,0	60,0	60,0	60,0	55,0	62,8	60,0	60,0	60,0	60,0	60,0
		19	24	30	50	12	19	25	30	35	40	45
h > 30m (TRRF 120 min)	I	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	II	55,7	47,7	42,7	40,0	35,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	III	55,7	50,0	50,0	50,0	45,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	IV	6,0	60,0	6,0	60,0	55,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	60,0

<sup>1</sup> Espessuras mínimas, segundo ABNT NBR 15200

■ Dimensionado para a durabilidade, segundo a ABNT NBR 6118: 2014

■ Dimensionado para o incêndio, segundo a ABNT NBR 15200: 2012

Tabela 7 – Cobrimento nominal para VUP de 75 anos, admitindo critérios de durabilidade e segurança contra incêndio, para armadura longitudinal de 12,5mm de diâmetro e armadura transversal de diâmetro de 6,3mm

Altura da edificação (h)	CAA	Espessura dos cobrimentos nominais das armaduras (mm)										
		Vigas Largura da viga (cm)				Lajes esp. <sup>1</sup> (cm)	Pilares Menor lado do pilar (cm)					
		8	12	16	19	6	19	25	30	35	40	45
h ≤ 12m (TRRF 30 min)	I	35,0	35,0	35,0	35,0	30,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
	II	45,0	45,0	45,0	45,0	40,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
	III	55,0	55,0	55,0	55,0	50,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0
	IV	70,0	70,0	70,0	70,0	65,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0
12m < h ≤ 23m (TRRF 60 min)	I	35,0	35,0	35,0	35,0	30,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	35,0
	II	45,0	45,0	45,0	45,0	40,0	46,8	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
	III	55,0	55,0	55,0	55,0	50,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0	55,0
	IV	70,0	70,0	70,0	70,0	65,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0
23m < h ≤ 30m (TRRF 90 min)	I	47,7	35,0	35,0	35,0	30,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	II	47,7	45,0	45,0	45,0	40,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	III	55,0	55,0	55,0	55,0	50,0	62,8	56,8	55,0	55,0	55,0	55,0
	IV	70,0	70,0	70,0	70,0	65,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0
h > 30m (TRRF 120 min)	I	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	II	55,7	47,7	45,0	45,0	40,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	III	55,7	55,0	55,0	55,0	50,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	IV	70,0	70,0	70,0	70,0	65,0	72,8	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0

<sup>1</sup> Espessuras mínimas, segundo ABNT NBR 15200

■ Dimensionado para a durabilidade, segundo a ABNT NBR 6118: 2014

■ Dimensionado para o incêndio, segundo a ABNT NBR 15200: 2012

as larguras típicas dos elementos estruturais referenciados nesta norma, realizando uma adaptação e evidenciando, por outro lado, o valor do cobrimento nominal das armaduras.

Salienta-se, ainda, que as vigas e as lajes foram analisadas segundo o método tabular\* da norma em referência. Estes elementos, em essência, foram analisados segundo a sua hipótese mais crítica, ou seja, vigas bi-apoiadas e lajes armadas em uma direção. Entende-se que raras edificações não possuam este tipo de composição, e é pouco prático dimensionar cobrimentos distintos em elementos no mesmo pavimento. Sendo, portanto, esta a pior hipótese, a qual irá nortear o dimensionamento global da edificação quanto aos requisitos mínimos de incêndio. Por outro lado, no que concerne a análise dos pilares, fundamenta-se a análise no

método analítico, admitindo todas as faces deste elemento como submetidas ao fogo. Esta análise foi realizada para pilares com número de armaduras principais igual a 4, admitindo ser, novamente, esta a pior hipótese.

Por fim, não foi considerada a proteção devido a revestimentos, pois a espessura destes varia bastante de obra para obra, e a sua real eficácia ainda não é consenso para os profissionais.

A Tabela 4 evidencia os valores de cobrimento nominal das armaduras em função do TRRF do elemento estrutural, seguindo as limitações acima prescritas e admitindo armadura longitudinal de 12,5mm de diâmetro e armadura transversal de 6,3mm de diâmetro. As Tabelas 5, 6 e 7 especificam o cobrimento nominal em função do TRRF e durabilidade, admitindo a pior condição entre ambas para as

\* O MÉTODO TABULAR E O MÉTODO ANALÍTICO PREVISTO NA ABNT NBR 15200 É O DE MAIS FÁCIL USO, MAS TAMBÉM O QUE “PENALIZA” MAIS A ESTRUTURA, POR CONSIDERAR APENAS UM DOS PARÂMETROS (A DISTÂNCIA DO CENTRO DA ARMADURA COM RELAÇÃO À FACE EXTERNA DO CONCRETO) NO ESTABELECIMENTO DOS REQUISITOS PARA ATENDIMENTO AOS TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO DA ABNT NBR 14432. ANÁLISES MAIS DETALHADAS PODEM SER REALIZADAS A PARTIR DAS OUTRAS METODOLOGIAS PREVISTAS NA ABNT NBR 15200.



VUP de 50, 63 e 75 anos, seguindo as limitações descritas acima e considerando uma armadura longitudinal de 12,5mm de diâmetro e armadura transversal de diâmetro de 6,3mm.

Os valores sempre devem ser arredondados para cima. A norma indiana IS 456: 2000, no que tange à análise de estruturas submetidas a incêndio, recomenda a adoção de medidas adicionais de proteção no caso do cobrimento nominal exceder 40mm para vigas e 35mm para lajes, visando a proteção contra o efeito do lascamento explosivo, ou spalling. Esta proteção baseia-se, essencialmente, na adoção de acabamentos competentes e, inclusive, barras de sacrifício nas zonas tensionadas destes elementos.

Observa-se que, caso a armadura principal fosse de 20mm de diâmetro, por exemplo, os cobrimentos diminuiriam em 0,37cm, ou seja, muito pouco. O mesmo para um estribo de 8mm de diâmetro, que modificaria os valores das tabelas 4, 5, 6 e 7 em 0,17cm. Os diâmetros das barras, portanto, pouco influenciam nos cobrimentos finais.

É possível constatar nas tabelas 5, 6 e 7 que os cobrimentos em vigas e lajes, na sua maior parte, normalmente são regidos pela durabilidade da ABNT NBR 6118:2014, conquanto que, para os pilares, esta conclusão é muito dependente da altura da edificação, não podendo generalizar, portanto. Quanto

maior a edificação, maior a necessidade de tempo de proteção da estrutura contra incêndio, portanto, nestes casos, a ABNT NBR 15200 determina o cobrimento; nos demais casos, a durabilidade da ABNT NBR 6118 é preponderante.

Por fim, é importante ressaltar que este artigo analisou as especificações da estrutura do ponto de vista de durabilidade e segurança contra incêndio, para os diferentes níveis de desempenho da ABNT NBR 15575. Caso o projetista decida especificar um elemento para uma vida útil acima de 50 anos ainda deve observar os coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências, estabelecidos pela ABNT NBR 8681:2003, pois esta norma considera os tempos de retorno de 50 anos, devendo, também, ser extrapolados com base em normativas internacionais.

#### 4. CONCLUSÃO

Foi possível estabelecer critérios e parâmetros de projeto para uma estrutura com durabilidade e segurança contra incêndio atendendo as normas ABNT NBR 15575:2013, ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 15200:2012, com base em modelos de previsão de vida útil e especificações de normas internacionais, para diferentes vidas úteis de projeto (VUP), atendendo os 50, 63 e 75 anos.

## Referências Bibliográficas

- [01] ANDRADE, J.J.O. Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001. 256 p.
- [02] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [03] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2012, 48 p.
- [04] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013, 31 p.
- [05] AUSTRALIAN STANDARD – AS 3600: Concrete Structures. Sydney, 2001. 181p.
- [06] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, 2008. 471 p.
- [07] BOB, C. Probabilistic Assessment of Reinforced Corrosion. In: Existing Structures. In: International Conference: Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. Proceedings. Dundee, 1996.p.17-28.
- [08] BOB,C.; BOB, L. On the service life of concrete structures. In: International Conference on Diagnosis of Concrete Structures. Bratislava, 1991. P 440-443.
- [09] BRITISH STANDARD – BS 8500-1: Concrete Complementary British Standard to BS EN 206-1. Londres, 2006, 60 p.
- [10] HELENE, P. Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [11] INDIAN STANDARD – IS 456: Plain and reinforced concrete. New Delhi, 2000.
- [12] MAAGE, M. et. al. Service Life Prediction of Existing Concrete Structures Exposed to Marine Environment. ACI Materials Journal, v.3, nº6, 1996. p.602-608.
- [13] MORINAGA, S. Prediction of Service Life of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforced Steel. In 5<sup>th</sup> International Conference: Durability of Building Materials. Proceedings. Brighton, 1990. p. 5-16.
- [14] POSSAN, E. Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010. 263p. ●

# Revisão de normas técnicas de Arquitetura: passo fundamental para consolidação da Norma de Desempenho de Edificações

No último dia 12 de setembro de 2014 foram reativadas duas das mais importantes comissões de estudo do ABNT/CB-02 – Comitê Brasileiro da Construção Civil, vinculadas às normas técnicas de Arquitetura e Urbanismo: a Comissão de Estudo de Elaboração de Projetos, Representação Gráfica e Atividades Técnicas de Arquitetura (CE-02:138.42) e a Comissão de Estudo de Participação dos Intervenientes em Serviços e Obras de Engenharia e Arquitetura (CE-02:139.09).

A principal missão das duas comissões de estudo será a revisão de quatro normas técnicas julgadas essenciais e que se encontram desatualizadas, as quais tratam de conceitos e definições envolvendo desde a elaboração de projetos até o gerenciamento de obras na construção civil. As futuras normas revisadas deverão por um ponto final nos equívocos terminológicos que normalmente afetam o entendimento de conceitos, como projeto arquitetônico e urbanístico, estudo preliminar, projeto executivo e anteprojeto, este último assumido por alguns como um instrumento suficiente para a licitação de obras públicas, dentro de uma

visão que vem sendo contestada por entidades de arquitetura e engenharia, já que se trata apenas de um elemento preliminar de especificação do empreendimento.

As normas a serem revisadas, as quais têm abrangência tanto sobre as construções públicas como privadas, são as seguintes:

- ABNT NBR 6492:1994 - Representação de projetos de arquitetura;
- ABNT NBR 13531:1995 - Elaboração de projetos de edificações – Atividades técnicas;



Metrô Vila Sônia

- ABNT NBR 13532:1995 – Elaboração de projetos de edificações – Arquitetura; e
- NBR-5671:1990 – Participação dos intervenientes em serviços e obras de engenharia e arquitetura.

A revisão foi proposta conjuntamente pelo Comitê Brasileiro da Construção Civil (CB-02) da ABNT e pelo Conselho de Arquitetura e Urbanismo do Brasil (CAU/BR), com o objetivo principal de valorizar o projeto como instrumento de qualificação das cidades e das edificações públicas e privadas, algo que vem merecendo grande atenção das entidades de arquitetura e engenharia do País, em vista dos debates sobre a nova lei de licitações, a modalidade de contratação integrada e o Regime Diferenciado de Contratações Públicas (RDC).

As tratativas para atualização dos documentos normativos em referência iniciaram-se ainda no final do ano passado e foram concluídas em uma reunião de harmonização promovida em agosto passado pelo CB-02, com a participação de entidades interessadas no assunto, entre as quais se destacam, além do próprio CAU/BR, a Associação Brasileira de Arquitetos Paisagistas (ABAP), a Associação Brasileira de Escritórios de Arquitetura (AsBEA), a Associação Brasileira de Ensino de Arquitetura e Urbanismo (ABEA), a Federação Nacional dos Arquitetos e Urbanistas (FNA), o Instituto de Arquitetos do Brasil (IAB), o Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva (SINAENCO) e o Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de São Paulo (SINDUSCON –SP).

O CAU/BR, autarquia federal de personalidade jurídica de direito público, foi criado pela lei nº 12.378/2010, que regulamenta o exercício da arquitetura e urbanismo no Brasil. De acordo com essa lei, entre as atribuições do arquiteto estão “desenvolvimento, análise, experimentação, ensaio, padronização, mensuração e controle de qualidade”. Portanto, o CAU/BR e as demais entidades convocadas pelo CB-02 são os principais interlocutores para a revisão da normatização de projeto arquitetônico e urbanístico no País.

As comissões de estudo instaladas em setembro têm como base inicial para seus trabalhos as propostas de revisão elaboradas pelo CAU/BR. Estima-se um prazo de oito a doze meses para a conclusão dos trabalhos de revisão, após o que cada um dos Projetos de Norma será encaminhado para consulta pública, para incorporação de eventuais aperfeiçoamentos e contribuições do meio técnico e da sociedade em geral.

Além das questões diretamente ligadas a arquitetura, as normas técnicas em referência, quando publicadas, representarão um passo a mais para a consolidação da norma ABNT/NBR-15575 – Edificações habitacionais – Desempenho, também conhecida como Norma de Desempenho, que passou a vigorar em julho de 2013, 150 dias após sua publicação, aplicando-se a partir desta data a todos os projetos que forem protocolados para aprovação em órgãos públicos.

A norma ABNT/NBR-15575 institui parâmetros técnicos para vários requisitos importantes de uma edificação, como desempenho acústico, desempenho térmico, durabilidade e vida útil, e determina um nível mínimo obrigatório para cada um deles. O maior diferencial da NBR-15575, no entanto, consiste em estabelecer como metodologia o conceito de desempenho da edificação, alinhado com as tendências internacionais, no lugar das conhecidas normas prescritivas. A abordagem de desempenho está ligada ao comportamento que se espera de uma edificação quando em uso, dentro de determinadas condições, tendo como foco as necessidades de seus usuários ao longo do seu tempo de vida útil.

Afora isso, a norma também estabelece as responsabilidades de cada um dos atores ligados à produção da edificação, a exemplo de construtores, incorporadores, projetistas, fabricantes de materiais, administradores condominiais e os próprios usuários, deixando clara a responsabilidade compartilhada sobre a edificação ao longo do tempo.

Entre outros benefícios imediatos, as novas normas de Arquitetura também contribuirão para atualizar as exigências do Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H) do Ministério das Cidades, na medida em que passarão a ser parte do conjunto de pré-requisitos necessários para as empresas construtoras aprovarem seus projetos junto à Caixa Econômica Federal e participarem do Programa Minha Casa, Minha Vida.

As normas revisadas de arquitetura abrem um caminho para que projetistas transmitam de maneira clara suas decisões, contemplando as exigências dos usuários, à indústria e aos demais especialistas que intervêm na obra, de modo que sejam desenvolvidas as soluções técnicas especificadas em projeto, dentro das condições econômicas preestabelecidas, em termos de materiais e métodos de produção, os quais passam a ser controlados, testados e avaliados com o advento da publicação da Norma de Desempenho.

**Paulo Eduardo Fonseca de Campos**  
ARQUITETO, SUPERINTENDENTE ABNT/CB-02 ●



## Eventos realizados na Regional da Bahia

Com participação de cerca de 570 pessoas, o IV Seminário de Engenharia do Sul da Bahia (SEA 2014) aconteceu em Itabuna, de 12 a 14 de novembro, com o tema “Difusão de Tecnologias Alternativas para o Desenvolvimento Regional”.

Realizado pela Faculdade de Tecnologia e Ciências (FTC), Mix Tecnologia e Crea-BA, o evento promoveu cursos, palestras e mesa-redonda, onde foram discutidos temas, como aditivos para concreto, alvenaria estrutural, sistemas estruturais para habitação popular, manifestações patológicas em revestimentos, desafios e oportunidades dos resíduos sólidos urbanos e tecnologia do concreto.

A Regional da Bahia apoiou também a 3ª Semana Pensando em Concreto, promovida pela Centro Tecnológico das Argamassas da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBA), ocorrido de 15 a 18 de setembro.

O evento contou com 256 participantes e teve palestras sobre assuntos, como o concreto pré-fabricado, os sistemas de paredes de concreto, concreto reforçado com fibras, sistemas de cristalização de estruturas



Público presente no SEA 2014

de concreto e aditivos para concreto. No evento, foram realizados três cursos de atualização profissional (tecnologia de aditivos e adições para concreto, introdução à alvenaria estrutural e sistemas de impermeabilização), uma visita técnica a uma indústria de pré-fabricados e um concurso estudantil, que desafia os estudantes a construir uma ponta de palitos com vistas à sua eficiência estrutural.

## 21º Encontro Regional do IBRACON no Pará

Aconteceu em Belém do Pará, de 03 a 05 de novembro, na Universidade Federal do Pará (UFPA), o 21º Encontro da Regional do IBRACON na região, com vistas a promover a integração da academia com o setor técnico-profissional.

No evento, foram discutidos assuntos, como a durabilidade de obras históricas de Belém, concreto com agregado graúdo reciclado, impermeabilização de estruturas de concreto, construção da Usina Hidrelétrica de Belo Monte, qualidade do concreto e ABNT NBR 6118/2014.

## Semana Tecnológica da UFMS



A Semana Tecnológica da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul ocorreu de 08 a 12 de setembro no Anfiteatro da Universidade.

Com o tema “Construções Sustentáveis”, o evento contou com participação de 210 estudantes. Foi discutida a produção de cimentos sustentáveis, o sistema de paredes de concreto, materiais sustentáveis, pavimentos de concreto permeável, concreto autocicatrizante e empreendimentos sustentáveis. ●

Público presente em uma das palestras da Semana Tecnológica da UFMS

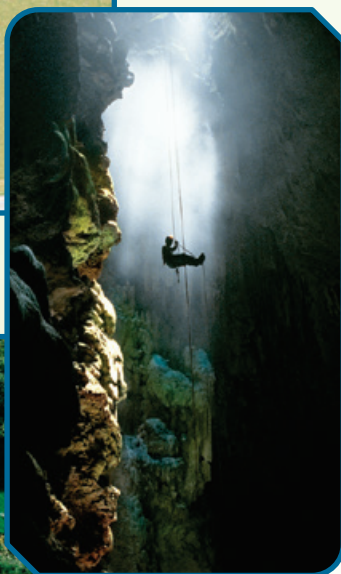
# 57º Congresso Brasileiro do CONCRETO

## Bonito • MS • 2015

O futuro do concreto para a sustentabilidade nas construções

27 a 30 de outubro

Bonito, Mato Grosso do Sul



### APRESENTAÇÃO DE TRABALHOS TÉCNICO-CIENTÍFICOS

#### Temas

- ▶ Gestão e Normalização
- ▶ Materiais e Propriedades
- ▶ Projeto de Estruturas
- ▶ Métodos Construtivos
- ▶ Análise Estrutural
- ▶ Materiais e Produtos Específicos
- ▶ Sistemas Construtivos Específicos
- ▶ Sustentabilidade

### DATAS IMPORTANTES

Envio de resumos	22/2/2015
Aceitação de resumos	10/3/2015
Envio de artigos	19/4/2015
Aceitação de artigos	29/5/2015
Envio de revisão	30/6/2015
Aceitação final	29/7/2015
Evento	27 a 30/10/2015

### COTAS DE PATROCÍNIO

- ▶ Excelentes oportunidades para divulgação, promoção e relacionamento
- ▶ Espaços comerciais na XI Feira Brasileira das Construções em Concreto (FEIBRACON)
- ▶ Palestras técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias
- ▶ Inscrições gratuitas no evento

Veja as cotas de patrocínio com Arlene Lima  
Tel. (11) 3735-0202 | [arlene@ibracon.org.br](mailto:arlene@ibracon.org.br)

R E A L I Z A Ç Ã O



Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 – Jardim Olimpia  
CEP 05542-120 – São Paulo – SP – Brasil  
Telefone (11) 3735-0202 | Fax (11) 3733-2190

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

[facebook.com/ibraconOffice](https://facebook.com/ibraconOffice)

[twitter.com/ibraconOffice](https://twitter.com/ibraconOffice)



WWW.



.COM.BR



Conheça o novo portal da Vedacit, muito mais prático e fácil de usar.

Aproveite e assista aos vídeos do Vedacit Explica: tudo o que você precisa saber para acabar com as infiltrações.

**VEDACIT**<sup>®</sup>  
IMPERMEABILIZANTES