

CONCRETO

& Construções

INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

SISTEMAS DE GERENCIAMENTO,
REFORÇO E REABILITAÇÃO, E USO
DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS
PARA A CONSERVAÇÃO DO
PATRIMÔNIO CONSTRUÍDO



IBRACON
Instituto Brasileiro de Concreto

Ano XLVII

94

ABR-JUN
2019

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

VITOR ALY: COMPROMISSO PÚBLICO
COM A INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO
DE OAs DE SÃO PAULO

CÓLUNA INSTITUCIONAL

NOVO REGULAMENTO
DO PROGRAMA
MASTER PEC

ENCONTROS E NOTÍCIAS

PROGRAMA DE
CERTIFICAÇÃO DO IBRACON
RETOMA ATIVIDADES

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

ADIÇÕES



ADITIVOS



gcp applied technologies

CONCRETO, ARGAMASSAS E ARGAMASSAS



We create chemistry

ARMADURA



EQUIPAMENTOS



ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



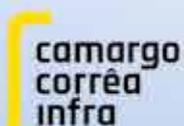
JUNTE-SE A ELAS

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

PRÉ-FABRICADOS



CONSTRUTORAS



CONTROLE TECNOLÓGICO



Falcão Bauer



FÓRMAS



CONCRETO



GOVERNO



CIMENTO





**CRÉDITOS
CAPA**

PONTE RIO-NITERÓI SENDO
INSPECIONADA POR DRONE.
ECOPONTE

SEÇÕES

- 5 Editorial
- 6 Coluna Institucional
- 7 Converse com o IBRACON
- 9 Encontros e Notícias
- 15 Personalidade Entrevistada:
Vitor Aly
- 97 Acontece nas Regionais

OBRAS EMBLEMÁTICAS

24 Ponte Rio-Niterói e seu programa de manutenção



INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

31 Sistemas de Gerenciamento de Pontes: funções, vantagens e desafios brasileiros



37 Caso do Viaduto T5 na Marginal do Pinheiros

46 Avaliação da eficácia das intervenções de alargamento e reforço da ponte sobre o rio Sapucaí Mirim na rodovia BR-381

53 Dimensionamento do sistema de reforço à flexão com materiais compósitos segundo a técnica EBR

63 Reforço de obras de arte especiais com protensão externa



71 Ensaio não destrutivo na avaliação de estruturas de concreto

78 Estudo das manifestações patológicas na estrutura do prédio do Senado Federal

85 Restauração do Pentágono Americano

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

90 Aditivo cristalino para impermeabilização integral por cristalização de estruturas de concreto de pontes



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:
5.000 exemplares
Publicação trimestral distribuída gratuitamente aos associados

JORNALISTA RESPONSÁVEL

→ Fábio Luís Pedroso
MTB 41.728/SP
fabio@ibracon.org.br

PUBLICIDADE E PROMOÇÃO

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

PROJETO GRÁFICO E DTP

→ Gill Pereira
gill@elementto-arte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO

office@ibracon.org.br

GRÁFICA

Duograf
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 2019 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**

→ Guilherme Parsekian

COMITÊ EDITORIAL – MEMBROS

- Alio Kimura
(informática no cálculo estrutural)
- Arnaldo Forti Battagin
(cimento & sustentabilidade)
- Bernardo Tutikian
(tecnologia)
- Eduardo Barros Millen
(pré-moldado)
- Enio Pazini Figueiredo
(durabilidade)
- Ercio Thomas
(sistemas construtivos)
- Evandro Duarte
(protendido)
- Frederico Falconi
(projeto de fundações)
- Guilherme Parsekian
(alvenaria estrutural)
- Hugo Rodrigues
(cimento e comunicação)
- Inês L. da Silva Battagin
(normalização)
- Íria Lícia Oliva Doniak
(pré-fabricados)
- José Tadeu Balbo
(pavimentação)
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
(ensino)
- Mário Rocha
(sistemas construtivos)
- Paulo Eduardo Campos
(arquitetura)
- Paulo Helene
(concreto e reabilitação)
- Selmo Kuperman
(barragens)

IBRACON

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



**INSTITUTO BRASILEIRO
DO CONCRETO**

Fundado em 1972
Declarado de Utilidade Pública
Estatual | Lei 2538 de 11/11/1980
Declarado de Utilidade Pública Federal
Decreto 86871 de 25/01/1982

DIRETOR PRESIDENTE

Julio Timerman

DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE

Luiz Prado Vieira Júnior

DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE

Bernardo Tutikian

DIRETOR 1º SECRETÁRIO

Antonio D. de Figueiredo

DIRETOR 2º SECRETÁRIO

Carlos José Massucato

DIRETOR 1º TESOUREIRO

Claudio Sbrighi Neto

DIRETOR 2º TESOUREIRO

Nelson Covas

DIRETOR DE MARKETING

Hugo Rodrigues

DIRETOR DE EVENTOS

César Daher

DIRETOR TÉCNICO

Paulo Helene

**DIRETOR DE RELAÇÕES
INSTITUCIONAIS**

Túlio Nogueira Bittencourt

**DIRETORA DE PUBLICAÇÕES
E DIVULGAÇÃO TÉCNICA**

Íria Lícia Oliva Doniak

**DIRETOR DE PESQUISA
E DESENVOLVIMENTO**

Leandro Mouta Trautwein

DIRETOR DE CURSOS

Enio José Pazini Figueiredo

**DIRETOR DE CERTIFICAÇÃO
DE MÃO DE OBRA**

Gilberto Antônio Giuzio

**DIRETORA DE ATIVIDADES
ESTUDANTIS**

Jéssika Pacheco



Ações alentadoras na área de inspeção e manutenção de obras

Caro leitor,

O IBRACON, completando este ano 47 anos de fundação, sempre esteve à frente no debate de importantes temas de interesse da sociedade, como o da inspeção e manutenção de estruturas de concreto, tema de capa desta edição da Revista CONCRETO & Construções.

Os EUA gastam anualmente cerca de 2% do valor de reconstrução das pontes para a sua manutenção. Se estimássemos esta mesma proporção, o Brasil deveria investir cerca de R\$ 9 bilhões /ano em manutenção e reabilitação de pontes!!

Infelizmente não temos como foco a manutenção e conservação desses importantes equipamentos públicos, investindo bem menos do que o desejável e verdadeiramente “apagando incêndios”, quando as estruturas já dão mostras de esgotamento de sua vida útil.

Nossa entidade tem alertado há bastante tempo as autoridades sobre a importância das inspeções periódicas e sobre a adoção de um programa de manutenções rotineiras nas estruturas, para evitar acidentes e incidentes em pontes e viadutos, que tantos transtornos trazem na rotina dos nossos municípios.

Acidentes com estruturas de pontes, como os ocorridos recentemente no Eixão Sul em Brasília e em Gênova, na Itália, assim como incidentes em Obras de Artes Especiais no município de São Paulo, fizeram o corpo técnico da Prefeitura Municipal de São Paulo, liderado pelo seu Secretário de Infraestrutura e Obras (SIURB), Engº Msc Vitor Aly, personalidade entrevistada nesta edição, implementar uma inédita mudança de paradigma na gestão de equipamentos públicos, dando a devida importância às inspeções periódicas nas estruturas em geral, com o intuito de fazer uma gestão na sua manutenção, com foco nos requisitos de Segurança Estrutural, Funcionalidade e Durabilidade, como preconiza a Norma Brasileira de Inspeção de Pontes, Viadutos e Passarelas de Concreto (ABNT NBR 9452).

A Diretoria Nacional do IBRACON, em uma ação conjunta com a Faculdade de Pós-Graduação IDD, instituiu, desde 2018, um programa de treinamento preparatório para a certificação de Inspetores I de Estruturas de Pontes e Viadutos, segundo a norma ABNT NBR 16230. Este programa tem logrado excelente receptividade junto aos profissionais. Já estamos na

oitava edição do curso. Todos aqueles que puderam frequentá-lo têm tecidos elogiosos comentários sobre seu teor.

A chave do sucesso do Curso está na sua formatação, com um corpo docente formado por profissionais de primeira linha entre os associados ao IBRACON, que se deslocam por todo o Brasil para, juntamente com as Diretorias Regionais de nossa entidade, transmitir sua experiência aos alunos nas aulas teóricas e, principalmente, nas aulas práticas locais, estas desenvolvidas em estruturas de pontes e viadutos que apresentam problemas. Os alunos vivenciam os problemas e têm a oportunidade única de debatê-los ao vivo com experientes profissionais!!

Na outra ponta da qualificação de profissionais para fazer inspeções, o IBRACON reativou seu Programa de Certificação, inicialmente para Inspetores I de Estruturas de Concreto. No próximo mês de julho acontecerão as provas teóricas e práticas desta atividade. Aguardem outras novidades!!

Não posso deixar também de mencionar os intensos preparativos do nosso 61º CBC, Congresso Nacional do Concreto, tão aguardado, que irá acontecer em outubro, em Fortaleza. As perspectivas são as mais promissoras, em razão do incansável trabalho da secretaria executiva, diretoria regional do Ceará e da Diretoria de Eventos.

Já podemos antecipar o grande sucesso de nosso evento, com um número recorde de artigos e de inscrições.

Esperamos todos vocês, ansiosamente, neste 61º CBC, pois vocês, associados do IBRACON, são a razão de todas as atividades promovidas por nossa entidade, voltada sempre ao aprimoramento contínuo e disseminação do conhecimento que norteia a cadeia produtiva do concreto.

Despeço-me, desejando a todos uma excelente leitura e reiterando que o IBRACON continuará trabalhando em prol dos associados, sempre se renovando para atingir a tão sonhada meta que sempre o norteou: Ibracon – Sempre Crescendo Concretamente !!!!



JÚLIO TIMERMAN

PRESIDENTE DO IBRACON – INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO

Novo Regulamento do Programa Master PEC

Em consonância com sua missão e valores, claramente estabelecidos no seu Estatuto (ibracon.org.br/estatuto), o IBRACON criou o Programa de Educação Continuada MasterPEC. Segundo a alínea “e” do Art. 39 do Estatuto, compete ao Diretor de Cursos, entre outras atribuições, gerenciar e promover a imagem e o conteúdo do Programa MasterPEC. Para tornar o Programa ainda mais atrativo e aderente com as necessidades dos profissionais da cadeia produtiva do concreto, na última reunião da Diretoria do IBRACON, foi aprovado o novo Regulamento do Programa MasterPEC.

O Curso de Atualização Profissional MasterPEC do IBRACON em Produção de Estruturas de Concreto tem como objetivo disseminar o correto conhecimento sobre CONCRETO e atualizar profissionais da área, oferecendo um conjunto de disciplinas/cursos de educação continuada do tipo atualização profissional. O conjunto de disciplinas/cursos não é previamente fixado e rígido em seu conteúdo e carga-horária, uma vez que serão oferecidas em função dos avanços tecnológicos e científicos disponíveis e necessários para o aprimoramento profissional na área. Os temas abordados envolvem conhecimentos das áreas de projeto, materiais, produção, controle, inspeção, diagnóstico, aplicações, proteção e reabilitação de estruturas de concreto, sustentabilidade e ética profissional.

Entre as novidades do funcionamento do curso destaca-se o período de 5 anos para que o profissional realize 100 créditos, equivalentes a 100 horas-aula de disciplinas/cursos, e obtenha o Certificado de Conclusão do Curso de Atualização Profissional Master PEC. Outra novidade é que a participação efetiva nos Congressos Brasileiros do Concreto (CBCs) equivale a uma disciplina/curso de 4 créditos. Para os profissionais que já possuem créditos no Programa MasterPEC, excepcionalmente para esta nova regulamentação, os créditos realizados até o presente momento serão considerados neste novo período de 5 anos.

Os sócios mantenedores e coletivos serão incentivados a patrocinar cursos de interesse dos associados. O Patrocinador deve, preferencialmente, ser sócio mantenedor ou coletivo do IBRACON. No entanto, caso não seja e tenha interesse em patrocinar uma disciplina/curso, sua participação será submetida à aprovação da Diretoria do IBRACON, devendo ser incentivado a associar-se ao IBRACON.

O Profissional poderá acompanhar o número de créditos realizados no site do IBRACON (Educação Continuada/Curso de



Atualização Profissional MasterPEC) e, quando completá-los e alcançar os demais requisitos necessários, poderá receber o Certificado de Conclusão na solenidade de abertura do Congresso Brasileiro do Concreto.

Na página do IBRACON os interessados encontrarão o novo Regulamento do Programa MasterPEC, as disciplinas/cursos oferecidas no ano corrente, tanto pelo IBRACON quanto pelas Instituições Parceiras, e o nome dos inscritos que já realizaram disciplinas/cursos, com seus respectivos créditos. Neste ano o Instituto oferecerá mais de 350 créditos de cursos vinculados ao Programa MasterPEC, um grande número deles com o protagonismo do Instituto e outros em conjunto ou oferecidos por Instituições Parceiras, os quais podem ser vistos na página do IBRACON.

Essas novidades motivarão, ainda mais, os profissionais a participarem do Programa MasterPEC do IBRACON.

O IBRACON está também comemorando o sucesso do “Curso Preparatório para Inspetor I de Estruturas de Concreto segundo a ABNT NBR 16230”, que também conta créditos para o Programa MasterPEC. O Curso já foi realizado em São Paulo, Recife, Fortaleza, Brasília, Belo Horizonte, Rio de Janeiro, Curitiba e Americana/SP, tendo preparado 190 profissionais para a prova de Certificação de Inspetor I em Estruturas de Concreto, segundo a ABNT NBR 16230, que ocorrerá em julho, em São Paulo. Neste ano ainda estão previstos cursos em São Paulo, Porto Alegre, Salvador, Goiânia e Assunção/Paraguai. No momento em que a sociedade acompanha preocupada a ocorrência de um número elevado de quedas e acidentes em obras de arte no Brasil e no mundo, o IBRACON prepara profissionais para atuarem de forma eficiente no cadastramento e avaliação do estado de conservação de pontes, viadutos, passarelas, entre outras estruturas que compõem a infraestrutura do país.

As duas ações relatadas estão intimamente ligadas com o tema desta edição da Revista Concreto & Construções, qual seja a Inspeção e Manutenção com foco na conservação do patrimônio construído. Desta forma, o IBRACON contribui com a boa formação profissional e com a disseminação do conhecimento necessário para a produção de estruturas de concreto mais seguras, duráveis e sustentáveis.

ENIO PAZINI FIGUEIREDO

DIRETOR DE CURSOS DO IBRACON

VICE PRESIDENTE TÉCNICO DA ALCONPAT INTERNACIONAL

PROF. TITULAR LIVRE DA EECA/UFG



PERGUNTAS TÉCNICAS

A NBR 15961-2:2011 APRESENTA A FÓRMULA PARA CALCULAR A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO PRISMA, PORÉM EXISTE UMA DIVERGÊNCIA NA INTERPRETAÇÃO PELOS LABORATÓRIOS.

A PRIMEIRA DÚVIDA É REFERENTE AO USO DA FÓRMULA EM RELAÇÃO À AMOSTRAGEM. O ITEM 8.2 CITA “PARA AMOSTRAGEM MENOR DO QUE 20 E MAIOR DO QUE 6 CORPOS DE PROVA, A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA É O VALOR CALCULADO ATRAVÉS DA FÓRMULA”. ISSO TAMBÉM É VÁLIDO PARA AMOSTRAGEM IGUAL A 6 CORPOS DE PROVA?

ANDRÉIA SILVA DOS SANTOS

PLANO&PLANO

O texto da norma está imperfeito, deve ser maior ou igual a 6 corpos de prova.

A SEGUNDA DÚVIDA É REFERENTE A FÓRMULA $f_{ck,1}$. AS LETRAS “i” DESTACADAS EM VERDE REPRESENTAM O MESMO VALOR DO “i” DESTACADO EM VERMELHO?

NO MEU ENTENDIMENTO, O $f_{e(i-1)}$ REPRESENTA O VALOR DO f_e DA PENÚLTIMA AMOSTRA E O $f_{e(i)}$ REPRESENTA O VALOR DE f_e DA ÚLTIMA AMOSTRA. JÁ O DENOMINADOR É O $n/2$ (PARA AMOSTRA PAR). A NORMA DE CONCRETO NBR 12655 APRESENTA UMA FÓRMULA MUITO SEMELHANTE, PORÉM ESTÁ CLARO QUE O NUMERADOR É A SOMA DAS FORÇAS.

$$f_{ck,est} = 2 \times \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m - 1} - f_m$$

EM RAZÃO DISSO, SURTIU A DÚVIDA COM RELAÇÃO À FÓRMULA DA NBR 15961-2: SE DEVEMOS SOMAR TODOS OS f_e 'S DA AMOSTRAGEM OU APENAS 3 VALORES DE f_e DE FORMA CRESCENTE?

Essa formulação foi proposta em “JADRAQUE, Valentin Martin. Un estimador de la resistencia característica del hormigon. Revista de obras públicas Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (España). 1971, n.3084”, para ser utilizada quando não é conhecido o desvio-padrão de determinada amostra com menos de 20 exemplares. Tanto a

ção Civil, UFSCar, 2015”, são checadas várias amostras obtidas em controles reais de edifícios na cidade de São Carlos, sempre obtendo COV menores que 20%, indicando que a especificação de norma está a favor da segurança.

Na formulação “f” não se trata de “Força”, e sim da resistência obtida em cada exemplar ensaiado. A notação em letra minúscula é usual para indicar resistência, enquanto letras maiúsculas são usuais para indicar força. No caso “ f_e ” significa resistência (“f”) de cada exemplar (“e”), n é o número de exemplares, “i” é igual a $n/2$ ou $(n-1)/2$. Exemplo de aplicação na NBR 15961 é encontrado em “PARSEKIAN, G. A.. Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto. 1. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2012. v. 1. 85p”.

OUTRA DÚVIDA É SOBRE A CARACTERIZAÇÃO PRÉVIA DOS MATERIAIS, PREVISTA NA NBR 15961. É INDICADA A NECESSIDADE DE ENSAIO DE 12 EXEMPLARES DE PRISMA. ESSA QUANTIDADE CONSIDERA SEIS EXEMPLARES PARA PROVA E SEIS PARA CONTRAPROVA? NA OBRA QUE ESTAMOS AVALIANDO EXISTE UMA PAREDE QUE FOI INTEIRAMENTE GRAUTEADA PARA PERMITIR MELHOR DESEMPENHO NO ISOLAMENTO ACÚSTICO. É NECESSÁRIO ENSAIAR PREVIAMENTE TANTO PRISMAS OCOS E CHEIOS (GRAUTEADOS)?

Na atual versão da norma é indicado o ensaio de 12 prismas na caracterização prévia, sendo essa quantidade para prova (não inclui contraprova).

A indicação para controle de prismas grauteados é para o caso no qual o projeto prevê aumento de resistência à compressão da parede por grauteamento. Esse detalhe usualmente leva ao grauteamento vertical de vários furos vazados dos blocos ao longo da parede, muitas

8.2 Resistência característica

A resistência característica do elemento de alvenaria obtida nos ensaios deve ser igual ou superior à resistência característica especificada pelo projetista estrutural.

Para amostragem menor do que 20 e maior do que 6 corpos de prova, a resistência característica é o valor calculado da seguinte forma:

$$f_{ck,1} = 2 \left[\frac{(f_{e(1)} + f_{e(2)} + \dots + f_{e(i-1)})}{i-1} \right] \cdot f_{e(i)}$$

onde

- $f_{ck,2} = 0 \times f_{e(1)}$, sendo o valor de 0 indicado na Tabela 2;
- $f_{ck,3}$ é o maior valor entre $f_{e(1)}$ e $f_{e(2)}$;
- $f_{ck,4} = 0,85 \times f_{e(i)}$;
- f_{ck} é o menor valor entre $f_{ck,3}$ e $f_{ck,4}$.

sendo

- $i = n/2$, se n for par;
- $i = (n-1)/2$, se n for ímpar.

onde

- $f_{ck,est}$ é a resistência característica estimada da amostra, expressa em megapascals (MPa);
- $f_{e(1)}, f_{e(2)}, \dots, f_{e(n)}$ são os valores de resistência à compressão individual dos corpos de prova da amostra, ordenados crescentemente;
- $f_{e(i)}$ é a média de todos os resultados da amostra;
- n é o número de corpos de prova da amostra.

Tabela 2 – Valores de O em função da quantidade de elementos de alvenaria

Nº de elementos	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16 a 17	18 a 19
O	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,04

NBR 15961 quanto a NBR 12655, têm essa referência como base para cálculo de valor característico de amostra pequena. No caso da norma de controle de alvenaria, está implícito a hipótese de que a amostra tem coeficiente de variação igual a 20%. No trabalho de mestrado “CANATO, Ricardo Luiz. Considerações para o controle tecnológico de obras de Alvenaria Estrutura. Dissertação (Mestrado). PPG em Estruturas e Constru-

vezes sem barras de armadura nesses furos (por exemplo, graute em todos os furos ou graute a cada dois furos). Caso não exista essa condição no projeto, por exemplo, quando existem apenas pontos grauteados e armados nas extremidades das paredes para permitir resistência à flexão contra esforços gerados pela ação lateral de vento, não é necessário controle do prisma grauteado (mas, é necessário continuar ensaiando o graute).

No exemplo que cita em que a parede foi grauteada por conta do desempenho acústico, tendo certeza de que esse grauteamento não foi considerado no projeto estrutural; não há necessidade de ensaio de prisma grauteado.

Devo destacar que várias melhorias estão propostas no Projeto de Revisão de Norma de Alvenaria Estrutural (unificada), por exemplo, a redução do número de

exemplares na caracterização prévia de prismas para seis. Esta proposta de revisão encontra-se já na ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e deve entrar em Consulta Nacional em breve. Temos intenção de escrever artigo a respeito dessas melhorias em breve nesta Revista.

Respostas por

GUILHERME A. PARSEKIAN – PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL E COORDENADOR DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UFSCAR

ESTOU FAZENDO MEU SEGUNDO EDIFÍCIO EM ALVENARIA ESTRUTURAL. NO PRIMEIRO, INCLUI PONTOS DE GRAUTE COM ARMADURA EM TODOS OS ENCONTROS E CRUZAMENTOS DE PAREDES, EM TODAS AS EXTREMIDADES DE ABERTURAS (PISO AO TETO) E EM PONTOS DE APOIO DE TODAS AS VIGAS. INCLUI TAMBÉM UMA BARRA Ø10.0 EM TODOS OS PONTOS.

PARA ESTE SEGUNDO EDIFÍCIO, GOSTARIA DE SABER SE É REALMENTE NECESSÁRIO INCLUIR PONTOS DE GRAUTE EM TODAS ESSAS SITUAÇÕES. GOSTARIA DE SABER TAMBÉM SE É NECESSÁRIO INCLUIR A ARMADURA Ø10.0 EM TODAS ESSAS SITUAÇÕES.

GUSTAVO JAPIASSÚ FILIZZOLA

ENGENHEIRO CIVIL E MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL PELA UFSCAR

Existem indicações no livro “Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto”. Nas laterais das aberturas não são necessários grautes na maioria das situações, devendo a verga e contraverga terem comprimento de, pelo menos, 40 cm depois do vão da abertura.

GUILHERME A. PARSEKIAN – PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL E COORDENADOR DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UFSCAR

COMENTÁRIOS E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA ABNT NBR 6118:2014

A publicação traz comentários e exemplos de aplicação da nova norma brasileira para projetos de estruturas de concreto - ABNT NBR 6118:2014, objetivando esclarecer os conceitos e exigências normativas e, assim, facilitar seu uso pelos escritórios de projeto.

Fruto do trabalho do Comitê Técnico CT 301, comitê formado por especialistas do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) e da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), para normalizar o Concreto Estrutural, a obra é voltada para engenheiros civis, arquitetos e tecnólogos.

DADOS TÉCNICOS

ISBN 9788598576244

Formato: 18,6 cm x 23,3 cm

Páginas: 484

Acabamento: Capa dura

Ano da publicação: 2015

AQUISIÇÃO:

www.ibracon.org.br

(Loja Virtual)



Patrocínio



Curso preparatório para capacitação de inspetores de pontes e viadutos

O curso Inspetor I – Inspeção de Estruturas de Concreto segundo a ABNT NBR 16230 apresenta e discute conteúdos técnicos para a formação de inspetores I de estruturas de concreto, capacitando-os para o diagnóstico e prognóstico do estado de conservação de obras de arte especiais, como pontes e viadutos.

Entre seus instrutores está o presidente do IBRACON e diretor da Engeti, Eng. Julio Timerman, seu diretor técnico e diretor da PhD Engenharia, Prof. Paulo Helene, seu diretor de cursos e professor da Universidade Federal de Goiás, Prof. Enio Pazini Figueiredo, e o diretor de certificação de pessoal do IBRACON, Eng. Gilberto Giuzio.

Com carga horária de 28 horas, o Curso

faz parte do Programa MasterPEC (Programa Master em Produção de Estruturas de Concreto), contando 28 créditos.

Em 2019 já foram realizadas turmas em Curitiba e Americana, com expressiva participação de profissionais do setor.

A próxima turma será em Porto Alegre, de 29 a 31 de agosto. Estão previstas mais turmas para Salvador, Goiânia e Assunção (Paraguai).

→ **Inscrições:**

<https://www.idd.edu.br/>



▶ Programação de Cursos Master PEC

Mês	Curso	Data	Créditos	Local	Realização
JULHO	Esclarecendo Reparos e Reabilitações em Estruturas de Concreto	12 e 13 de julho	15	Curitiba – PR	IDD – IBRACON
	Intensivo de Tecnologia Básica do Concreto	16 a 18 de julho	8	São Paulo – SP	ABCP – IBRACON
	Avançado de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto	23 a 25 de julho	32	São Paulo – SP	ABCP – IBRACON
AGOSTO	Curso Preparatório: Inspetor I – Inspeção de Estruturas de Concreto segundo a ABNT NBR 16230:2013	29 a 31 de agosto	28	Porto Alegre – RS	IBRACON
SETEMBRO	Reforços de Estruturas de Concreto – Soluções Inovadoras	13 e 14 de setembro	15	Curitiba – PR	IDD – IBRACON
	Tecnologia dos Aditivos e Adições Para Concreto de Cimento Portland	24 e 25 de setembro	8	São Paulo – SP	ABCP – IBRACON
	Curso Preparatório: Inspetor I – Inspeção de Estruturas de Concreto segundo a ABNT NBR 16230:2013	26 a 28 de setembro	28	Salvador – BA	IBRACON
OUTUBRO	Conservação e Reabilitação de Estruturas de Concreto	1 e 2 de outubro	8	São Paulo – SP	ABCP – IBRACON
	Short Course on Bridge Quality Control – Cost Action – TU 1406	14 e 15 de outubro	12	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	Instalação e Operação de Fábrica de Artefatos de Cimento	15 e 16 de outubro	8	São Paulo – SP	ABCP – IBRACON
	Análise da Estabilidade em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto Segundo a NBR 9062:2017	16 de outubro	4	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	Curso Básico de Projeto, Dimensionamento e Reabilitação de Pavimentos de Concreto	16 de outubro	4	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	Segurança contra incêndio: com foco em projetos de "retrofit"	16 de outubro	4	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	O Fenômeno Térmico do Concreto Massa	16 de outubro	4	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	Desempenho aplicado das Estruturas de Concreto	17 de outubro	4	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	Concreto Protendido	17 de outubro	8	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
	Reforços de Vigas de Concreto Armado	18 de outubro	4	61º CBC – Fortaleza – CE	IBRACON
Pisos Industriais: Conceitos e Recomendações para a Boa Execução	22 de outubro	8	São Paulo – SP	ABCP – IBRACON	

Programa de Certificação de Pessoal do IBRACON reabre com inscrições para inspetores I

O IBRACON e o *Global Personnel Certification Scheme* assinaram convênio de cooperação para retomar o Programa de Certificação de Pessoal para a Cadeia Produtiva do Concreto. Nessa nova fase, estarão sendo inicialmente certificados inspetores I de estruturas de concreto. A solicitação da certificação já pode ser feita no site www.globalpersoncert.com. Lá também se encontram informações sobre as etapas do processo de certificação, os conteúdos requeridos nos exames teóricos (geral e específico) e prático,

bem como os valores das taxas e o cronograma de atividades do Programa de Certificação de Pessoal.

O Global é uma entidade integrante da Coordenação Geral de Acreditação do INMETRO (Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia), sendo responsável pela gestão administrativa do processo de certificação, segundo a ISO 17024 (Avaliação da Conformidade – Requisitos gerais para órgãos operadores de certificação de pessoas).

No convênio estabelecido com o Global,

o IBRACON manterá sua autonomia sobre o Programa de Certificação de Pessoal para a Cadeia Produtiva do Concreto, por meio de seu Comitê Setorial de Certificação de Pessoas, responsável por elaborar as questões teóricas específicas, pelo credenciamento de laboratórios e pela emissão dos certificados, entre outras responsabilidades.

Para mais informações, acesse o campo PC09 – CONCRETE PRODUCTION CHAIN (IBRACON) no site: www.globalpersoncert.com.

Conferência sobre Alvenaria Estrutural

A 13ª Conferência Norte-Americana sobre Alvenaria Estrutural acontece de 16 a 19 de junho, em Salt Lake City, nos Estados

Unidos. Promovida pela Sociedade de Alvenaria (*The Masonry Society*) e pela *Brigham Young University*, a conferência apresenta artigos sobre

os variados tópicos da alvenaria estrutural.

→ **Informações:**

<https://masonrysociety.org/13namc>



Prática Recomendada IBRACON Concreto Autoadensável

COORDENADOR Bernardo Fonseca Tutikian
SECRETÁRIO Roberto Christ

Traz para a comunidade técnica os conceitos relacionados ao concreto autoadensável, as recomendações para seleção de materiais, os métodos de dosagem, os procedimentos de mistura, as recomendações para a aceitação do concreto no estado fresco e para seu transporte, lançamento e rastreamento

A obra é resultado do trabalho do Comitê Técnico IBRACON sobre Concreto Autoadensável (CT 202), voltando-se aos profissionais que lidam com a tecnologia do concreto autoadensável nos canteiros de obras, nas indústrias de pré-fabricados, nos laboratórios de controle tecnológico e nas universidades.

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-25-1

Edição: 1ª edição

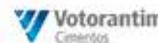
Formato: Eletrônico

Páginas: 78

Acabamento: Digital

Ano da publicação: 2015

Patrocínio



Seminário Internacional de Proteção Passiva contra Incêndio

Com o objetivo de disseminar o conhecimento, inovação e tecnologia relacionada com a proteção passiva contra incêndio voltada ao projeto e construção de edificações, o Seminário Internacional de Proteção

Passiva contra Incêndio será realizado nos dias 14 e 15 de agosto, no Millennium Centro de Convenções, em São Paulo. O evento é uma realização da Associação Brasileira de Proteção Passiva contra

Incêndio (ABPP) e do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), com apoio do Secovi (Sindicato das Empresas de Compra, Venda, Locação e Administração de Imóveis) e IBRACON.

1º Fórum sobre Riscos de Acidentes e Responsabilidade Civil de Empresas e Pessoas

Diante das tragédias e acidentes recentes com obras de engenharia, o 1º Fórum sobre Riscos de Acidentes e Responsabilidade Civil de Empresas e Pessoas, que acontece no dia 18 de junho, na sede da Abendi, objetiva fomentar a discussão sobre aplicação de normas técnicas, fiscalização e monitoramento de obras, responsabilidade civil dos profissionais de inspeção,

e os impactos jurídicos para pessoas e empresas.

O presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, palestra no evento, discutindo como estão sendo inspeccionadas as pontes e viadutos em São Paulo.

As inscrições para o evento podem ser realizadas na página:

<http://www.abendieventos.org.br/forumrcr/>



Durabilidade do Concreto

Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente



Ed. JEAN-PIERRE OLLIVIER e ANGÉLIQUE VICHOT
Editores da tradução: OSWALDO CASCUDO e HELENA CARASEK

DURABILIDADE DO CONCRETO

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

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

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-22-0
Edição: 1ª edição
Formato: 18,6 x 23,3cm
Páginas: 615
Acabamento: Capa dura
Ano da publicação: 2014



FHECOR
DO BRASIL
Engenharia



20º Seminário Tecnologia de Estruturas

A edição comemorativa dos 20 anos do Seminário Tecnologia de Estru-

turas, a ser realizado dia 26 de junho, no Hotel Grand Mercure, em São Paulo,

mostrará a visão de futuro da tecnologia em projeto e execução de fundações e estruturas de edificações, com foco na alta produtividade, inovação em materiais e sistemas, desempenho e segurança.

O evento é apoiado pelo IBRACON.

→ **Informações:**

<https://sindusconsp.com.br/acontece/20o-seminario-tecnologia-de-estruturas/>



Workshop RAA

Recentemente o Comitê Técnico CT 201 do IBRACON lançou a Prática Recomendada “Guia de prevenção da reação álcali-agregado”, com a finalidade de facilitar o entendimento e divulgar as ações para a prevenção da RAA.

Com a finalidade de divulgar esse trabalho, o IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) e o IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) vão realizar no dia 4 de julho o Workshop RAA – Reações

Expansivas no Concreto, na sede do IPT. As inscrições podem ser feitas até 26 de junho pela página:

<https://www.abcp.org.br/cms/cursos/workshop-raa-reacoes-expansivas-no-concreto-2/>

Sistemas de Fôrmas para Edifícios

Recomendações para a melhoria da qualidade e da produtividade com redução de custos



ANTONIO CARLOS ZORZI

SISTEMAS DE FÔRMAS PARA EDIFÍCIOS: RECOMENDAÇÕES PARA A MELHORIA DA QUALIDADE E DA PRODUTIVIDADE COM REDUÇÃO DE CUSTOS

Autor: Antonio Carlos Zorzi

O livro propõe diretrizes para a racionalização de sistemas de fôrmas empregados na execução de estruturas de concreto armado e que utilizam o molde em madeira

As propostas foram embasadas na vasta experiência do autor, diretor de engenharia da Cyrela, sendo retiradas de sua dissertação de mestrado sobre o tema.

DADOS TÉCNICOS

ISBN 9788598576237
Formato: 18,6 cm x 23,3 cm
Páginas: 195
Acabamento: Capa dura
Ano da publicação: 2015

Patrocínio



Aquisição:
www.ibracon.org.br
(Loja Virtual)

Workshop de Tecnologia de Processos e Sistemas Construtivos

O 2º Workshop de Tecnologia de Processos e Sistemas Construtivos (Tecsic 2019) vai acontecer nos dias 28 e 29 de agosto, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). Realizado pelo Grupo de Trabalho de Tec-

nologia de Processos e Sistemas Construtivos da Antac (Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído), o evento objetiva apresentar resultados de pesquisas desenvolvidas e em desenvolvimento, bem como discutir pesquisas fu-

turas, sobre tecnologia de componentes para construção, tecnologia de sistemas construtivos e qualidade e desempenho de produtos e sistemas construtivos. As inscrições podem ser realizadas pelo site <http://tecsic2019.ipt.br>.

XV Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção

O XV Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção (Conpat 2018) será realizado de 8 a 10 de outubro, em Chiapas, no México. Realizado pela Associação Latino-Americana de Patologia das Construções (Alconpat Int.), o evento vai discutir as melhores estratégias e tecnologias para atuar no setor de construção e reabilita-

ção de estruturas, com apresentação de estudos de casos e palestras, como as do presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, do vice-presidente, Prof. Ber-

nardo Tutikian, e do diretor técnico, Prof. Paulo Helene.

→ **Informações:**

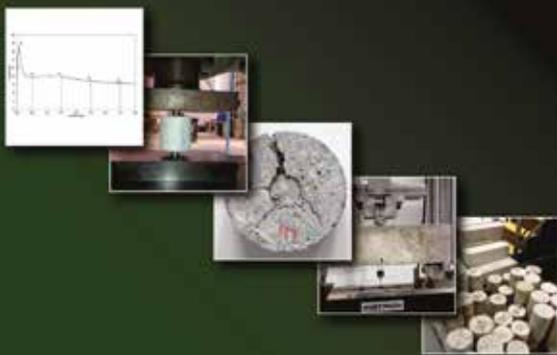
<https://conpat2019.com>

**CONPAT
CHIAPAS 2019**

XV CONGRESO LATINO-AMERICANO DE PATOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN
XVII CONGRESO DE CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN
8, 9 y 10 DE OCTUBRE DE 2019



PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE CONTROLE DA QUALIDADE DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS



COMITÊ 303: Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras.

GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio
Representante CTA: Sofia Maria Cantato Diniz.



PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE Controle da qualidade do concreto reforçado com fibras

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

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

AQUISIÇÃO

www.ibracon.org.br (Loja Virtual)

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-30-5

Edição: 1ª edição

Formato: eletrônico

Páginas: 31

Acabamento: digital

Ano da publicação: 2017

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

Patrocínio



Fenômeno Térmico do Concreto

O problema térmico no concreto, principalmente nas primeiras idades após a concretagem, é um fenômeno conhecido, mas, por vezes, negligenciado, quando não combatido por medidas ineficazes ou excessivas em razão de desconhecimento prático.

O livro “Fenômeno térmico do concreto: fundamentos e aplicações práticas”, do autor Sérgio Botassi dos Santos, engenheiro com mais de 15 anos de experiência no assunto, reúne os princípios científicos e práticos

de como mitigar o problema térmico no concreto. A obra contempla o passo a passo de como manusear o software elaborado pelo autor para combater o fenômeno térmico no concreto (TSA-1D), habilitando o leitor a perceber as principais variáveis intervenientes no fenômeno e as formas mais relevantes para mitigá-lo no processo de execução de estruturas. O livro é recomendado aos estudantes de engenharia e aos profissionais de projeto e execução de obras dos mais variados portes.



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

Prática Recomendada IBRACON/ABECE

Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibra



Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre Uso de Materiais Não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras, a *Prática Recomendada* é um trabalho pioneiro no Brasil, que traz as diretrizes para o desenvolvimento do projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras.

Baseada no *fib Mode Code 2010*, a *Prática Recomendada* estabelece os requisitos mínimos de desempenho mecânico do CRF para substituição parcial ou total das armaduras convencionais nos elementos estruturais e indica os ensaios para a avaliação do comportamento mecânico do CRF.

Aquisição

www.ibracon.org.br
(loja virtual)

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-26-8

Edição: 1ª edição

Formato: Eletrônico

Páginas: 39

Acabamento: Digital

Ano da publicação: 2016

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

Patrocínio



Pode confiar



Vitor Levy Castex ALY

Engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Mauá (1985), com mestrado em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP), Vitor Aly é, desde abril de 2018, secretário da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB). Anteriormente, ocupava a presidência da SP Obras (2017-2018), empresa da Prefeitura de São Paulo (PMSP) responsável pela execução de programas, projetos e obras do município.

Com ampla experiência no setor público, Vitor foi assessor especial da presidência da Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (1995) e assessor especial do governador Mário Covas (1995-2001).

Foi também vice-presidente e diretor de obras da Empresa Municipal de Urbanização de São Paulo (Emurb).

Ele ocupou também cargos estratégicos em empresas e consultorias especializadas em engenharia, como a Montgomery Watson Harza, a CH2M Hill e a Companhia Brasileira de Projetos e Empreendimentos (Cobrape), no período de 2005 a 2012, e foi sócio-diretor da Vizca Engenharia.

Vitor Aly é professor, desde 1987, da Poli-USP, onde ministra aulas na área de infraestrutura.



IBRACON – CONTE-NOS RESUMIDAMENTE SUA CARREIRA PROFISSIONAL: AS RAZÕES DA ESCOLHA PELA ENGENHARIA CIVIL, SEUS ESTÁGIOS E PRIMEIRAS EXPERIÊNCIAS PROFISSIONAIS NA ÁREA, SUA MILITÂNCIA NA ÁREA ACADÊMICA E NA ADMINISTRAÇÃO PÚBLICA, COMENTANDO OS CARGOS E TAREFAS ASSUMIDOS NO GOVERNO.

V.L.C.A. – Meu pai era engenheiro

civil formado na Escola Politécnica da USP (Universidade de São Paulo), contemporâneo do governador Mário Covas. No final de semana, ele me levava para as obras tocadas por sua empreiteira, em Santos. Por isso, eu nunca pensei em ser outra coisa na vida que não fosse engenheiro civil. Com tal decisão, eu consegui atender

ao desejo do meu pai e à minha vocação.

Eu entrei em 1980 na Escola de Engenharia Mauá. No terceiro ano do curso, eu passei na prova de transferência para a Unicamp (Universidade de Campinas), mas fui desaconselhado por meu pai a ir, pois, naquela época, o mercado da

construção civil estava em crise, sendo que seria difícil eu conseguir emprego na área no interior (a Engenharia Civil da UNICAMP era em Limeira). No final do quarto ano de engenharia, comecei iniciação científica na Escola Politécnica da USP, pesquisando sobre a resistência de painéis de concreto celular reforçados com fibras de polipropileno, sob orientação do Prof. Dr. Vahan Agopyan, hoje magnífico Reitor da USP.

Segui para o mestrado na Escola de Engenharia da USP, participando do grupo de trabalho sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, liderado pelo Prof. Fernando Henrique Sabbatini, que resultou em minha dissertação. Nesta área e período, participei ainda do desenvolvimento do processo construtivo da Tebas Cerâmica e no desenvolvimento do processo construtivo para a Encol e também para a Schahin Cury. Em 1992, após a conclusão do meu mestrado, o Prof. Francisco Romeu Landi, chefe de departamento na Escola Politécnica à época, vislumbrando a retomada dos investimentos na área de infraestrutura no Brasil, propôs que eu me transferisse da área de edificações para a de construção pesada. Eu aceitei, assumindo a cadeira do Profº Wolf, sendo o chefe da cadeira o Prof. Hermes Fajersztajn, hoje prefeito da Cidade Universitária, começando a ministrar aulas, na área, em 1993. No ano seguinte,

surgiu a oportunidade de fazer um curso de especialização e estágios em duas construtoras no Japão, com as quais a Poli tinha convênio. Quando voltei do Japão, em 16 de fevereiro de 1995, fui almoçar com o governador Mario Covas, que tinha uma longa amizade com meu pai, na época, nomeado vice-presidente da SABESP (Companhia de Saneamento de São Paulo). Neste almoço fui convidado a integrar o governo, assumindo o cargo de assessor técnico do presidente da CDHU (Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano de São Paulo), Goro Hama. Em junho de 1995, assumi o cargo de assessor especial do governador, onde fiquei por seis anos, tocando cerca de 500 obras de infraestrutura e outras obras prioritárias, como estradas, estações de tratamento, presídios e hospitais, até março de 2001, quando o governador faleceu. Neste período, tive que pedir afastamento da disciplina que ministrava na Poli, porque não havia tempo para a docência. Voltei para a Poli no governo do Geraldo Alckmin e procurei reestruturar minha vida acadêmica. No entanto, quando o José Serra lançou sua candidatura para prefeito, em 2004, fui convidado pelo então deputado José Aníbal, coordenador do programa de governo, a participar da elaboração do programa na área de infraestrutura. Com a vitória do Serra, fui nomeado vice-presidente e diretor de engenharia da Emurb (Empresa Municipal de

Urbanização de São Paulo), iniciando as obras de transposição da CPTM (Companhia de Trens Metropolitanos) na Jacu-Pêssego, finalizando as obras nas Avenidas Rebouças e Cidade Jardim e o acesso a Rua Hungria, determinando o ensaio de túnel de vento na Ponte Estaiada Octavio Frias de Oliveira, para assegurar sua estabilidade, e entregando a reforma de Interlagos antes do prazo pela primeira vez na história da Fórmula 1. Em 2007, assumi o cargo de diretor no Brasil e na República Dominicana da empresa Montgomery Watson Harza – MWH Hidrobrasileira, sendo encarregado da construção da hidrelétrica de Pinalito, na República Dominicana. Em 2012, comprei participação numa empresa de gerenciamento, Vizca Engenharia, prestando consultoria para várias empresas do setor, como a CPTM e o Metro. Atuei como coordenador geral do Programa de Investimentos nos Transportes Metropolitanos de São Paulo (BR1162), com participação no financiamento do BID (Banco Interamericano de Desenvolvimento). Nesta empresa, atuei como diretor comercial. Em 2016, por indicação do vereador Mario Covas Neto, passei a integrar o grupo de elaboração do programa de governo do João Dória, sendo coordenador da área de infraestrutura. Com a vitória do Dória em São Paulo, fui nomeado presidente da SP Obras. Em razão

“

A QUESTÃO DA MANUTENÇÃO FOI
SEMPRE RELEGADA AO SEGUNDO PLANO,
POR SER VISTA COMO DESPESA,
NÃO COMO INVESTIMENTO

”



“

ENTENDEMOS QUE A CONTRATAÇÃO
PELO MENOR PREÇO É A CONDIÇÃO
QUE ESTÁ MATANDO A BOA
ENGENHARIA NACIONAL

”

disso, vendi minha participação na empresa de gerenciamento, por uma questão de *compliance*.

Já, no governo do Bruno Covas, fui nomeado secretário da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), em abril de 2018.

IBRACON – EM EVENTO RECENTE SOBRE PONTES E VIADUTOS O SENHOR AFIRMOU QUE A PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO (PMSP) NÃO TEM O REGISTRO OFICIAL DE TODAS AS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (OAEs) NA CIDADE. NA SUA AVALIAÇÃO QUAIS FATORES E MOTIVOS PODEM SER APONTADOS PARA EXPLICAR O DESCASO DA ADMINISTRAÇÃO PÚBLICA COM A PRESERVAÇÃO DO PATRIMÔNIO CONSTRUÍDO NA MAIOR E MAIS IMPORTANTE CIDADE DO PAÍS?

V.L.C.A. – Este não é um problema de São Paulo, mas do Brasil. Ele existe em outras cidades, como Belo Horizonte, Rio de Janeiro, Brumadinho, Brasília... Fazer manutenção não é costume do brasileiro. Além de ser nova a cultura do planejamento, o investimento em manutenção da estrutura e novas tecnologias, por muitas vezes, deu lugar a novas obras que representaram marcas dos governos. Em razão disso, a questão da manutenção foi sempre relegada ao segundo plano, por ser vista como despesa, não como investimento. O prefeito Bruno Covas coloca claramente que é preciso primeiramente arrumar a casa, antes de fazer obra nova. Desde o começo desta



Etapas de recuperação do Viaduto Santo Amaro, após seu incêndio

administração retomamos um processo abandonado, em 2012, de manutenção de 73 pontes e viadutos na cidade, que havia sido implementado em 2007, após assinatura do TAC (Termo de Ajuste de Conduta) com o Ministério Público. O TAC determinou a realização de inspeções especiais das pontes e viadutos para averiguar sua situação real de segurança. As reformas das pontes e viadutos viriam em consequência desses diagnósticos apontados nas inspeções especiais. Apesar disso, o Prefeito da época descontinuou o processo de manutenção e preservação de obras de arte especiais na cidade, não fazendo a gestão preventiva do patrimônio, mas apenas a emergencial, como a recuperação do Viaduto Santo Amaro após seu incêndio. Por isso, hoje a

Prefeitura de São Paulo está sendo multada em 35 milhões pelo Ministério Público pelo descumprimento do TAC pela gestão anterior.

Já, nossa gestão sempre teve a consciência de fazer manutenção e reforma. Logo no início de nossa gestão, em abril de 2017, redigimos dois editais de inspeção de pontes com critério de técnica e preço, perfazendo 33 pontes. No entanto, os editais esbarraram no entendimento do Tribunal de Contas do Município de que a inspeção especial era um serviço usual, que poderia ser feito por qualquer profissional de engenharia, de modo que a contratação deveria ser pelo menor preço. Divergimos desse entendimento, defendendo que a contratação requereria técnica e preço, ou seja, trata-se de um serviço que tem



Reforço de viga durante recuperação da Ponte da Casa Verde

especificidades e natureza intelectual. Temos uma vida acadêmica e profissional na qual sempre prezamos pela qualidade da engenharia. Entendemos que a contratação pelo menor preço é a condição que está matando a boa engenharia nacional. Na minha opinião, o investimento público deve buscar a melhor engenharia no melhor preço, ou pelo preço justo. Desse modo, o impasse perdurou por um ano e meio. Conseguimos aprovar os editais das inspeções especiais das 33 pontes em 09 de novembro de 2018. E em 15 de novembro veio o advento do acidente com o viaduto na Marginal Pinheiros.

Nossa administração partiu praticamente da estaca zero quanto à gestão da manutenção de obras de arte especiais na cidade. Isto porque a

comissão de manutenção, que existia na gestão Kassab, deixou de existir na gestão Haddad, por não terem sido nomeados seus integrantes. Por outro lado, a norma exige a inspeção rotineira anual e a especial a cada cinco anos, e essas exigências não foram cumpridas na gestão anterior. Soma-se a isto o fato de não existir informação consolidada sobre o ativo de pontes e viadutos na cidade. Oficialmente são 185 pontes e viadutos na cidade de São Paulo. Mas há relatórios que apontam cerca de 300 obras de arte especiais, como pontes, viadutos, túneis, passarelas etc.

IBRACON – NESTE MESMO EVENTO, O SENHOR REVELOU QUE A MAIORIA DAS PONTES E VIADUTOS NA CIDADE DE SÃO PAULO FOI CONSTRUÍDA ENTRE AS DÉCADAS

DE 1940 E 1980. CONSIDERANDO QUE UMA OBRA DE ARTE ESPECIAL É NORMALMENTE PROJETADA PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS, PODEMOS DEDUZIR QUE A MAIORIA DAS PONTES E VIADUTOS EM SÃO PAULO NECESSITA URGENTEMENTE DE MANUTENÇÃO PARA RESTABELECEM SUAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA E FUNCIONALIDADE?

V.L.C.A. – Não. Se os elementos estruturais de concreto não apresentam nenhuma deformação crítica ou sinais de fadiga, a ponte ou viaduto está com uma sobrevida maior do que aquela estipulada em projeto. Após a vida útil de projeto, não necessariamente será preciso fazer reforço ou reforma da obra. Somente após a inspeção especial da ponte ou viaduto e a constatação, por um técnico gabaritado, de sua real condição estrutural, é que podemos afirmar a necessidade ou não de se fazer reforço.

Após a realização das inspeções especiais em todas as pontes e viadutos da cidade, poderei dizer se há necessidade de se fazer a intervenção numa determinada obra de arte especial e qual será o tipo de intervenção a ser feita. Tanto é assim que as vistorias especiais de emergência já estão dando resultado. As vistorias especiais feitas nas pontes da Casa Verde e da Frequesia do Ó apontaram duas de suas vigas com problemas estruturais, que emergencialmente estão sendo recuperadas. Outro viaduto inspecionado, o General

“

APÓS A REALIZAÇÃO DAS INSPEÇÕES ESPECIAIS EM TODAS AS PONTES E VIADUTOS DA CIDADE, PODEREI DIZER SE HÁ NECESSIDADE DE SE FAZER A INTERVENÇÃO NUMA DETERMINADA OBRA

”





ESSAS INSPEÇÕES EMERGENCIAIS EM ANDAMENTO TÊM ESCOPO MAIOR DO QUE AQUELE DA VISTORIA ESPECIAL, PORQUE SEU LAUDO ESTRUTURAL CONTEMPLA UMA RETROANÁLISE DA OBRA DE ARTE ESPECIAL



Olímpio da Silveira, foi interditado para a passagem de caminhão por conta do relatório de inspeção apontar problemas estruturais.

IBRACON – QUAL É A PREVISÃO ORÇAMENTÁRIA DA PMSM PARA O PROGRAMA DE MANUTENÇÃO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS?

V.L.C.A. – Duzentos e cinquenta milhões de reais estão alocados para vistorias e obras, com a previsão de aumento desses gastos, caso seja necessário. Serão executadas 50 obras dentro do plano de metas do Prefeito Bruno Covas.

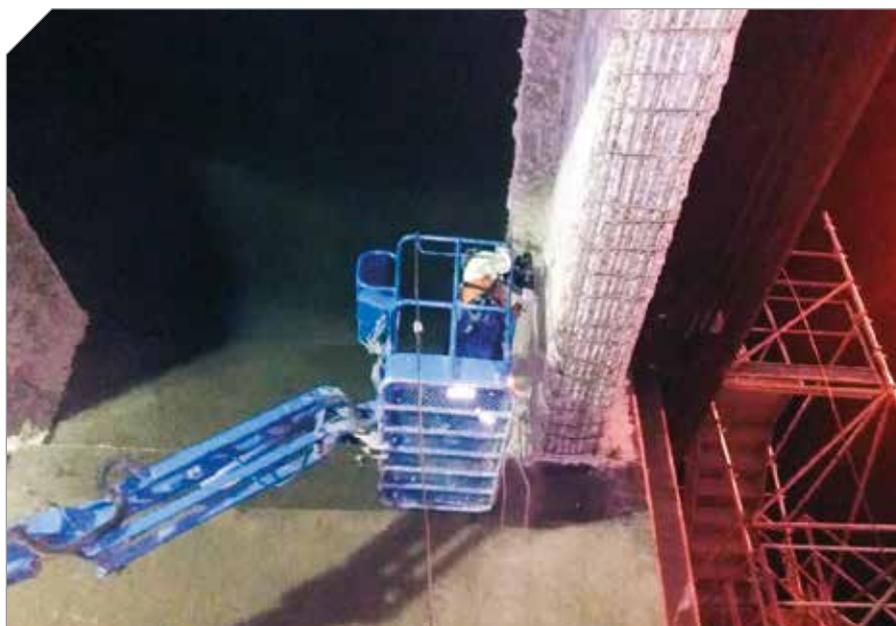
IBRACON – QUAIS OUTRAS INICIATIVAS E ATIVIDADES ESTÃO SENDO ENCAMINHADAS PELA SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA URBANA E OBRAS (SIURB) PARA FAZER FRENTE AO PASSIVO DE OAEs QUE NECESSITAM DE INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO?

V.L.C.A. – Das 33 pontes mencionadas, 16 foram contratadas em caráter emergencial e 17 foram licitadas. Das 40 pontes e viadutos que totalizavam as 73 do TAC, foram realizadas 40 inspeções visuais por funcionários da própria Secretaria, que foram avaliadas por um comitê técnico, gerando classificações do seu estado de conservação. Dessas classificações, duas foram declaradas como requerendo inspeções especiais emergenciais – os viadutos do Glicério e Bresser Pereira. Essas contratações de emergência já foram publicadas no Diário Oficial Municipal

e as 38 restantes serão objeto de outro certame.

Na realidade, essas inspeções emergenciais em andamento têm escopo maior do que aquele da vistoria especial, porque seu laudo estrutural contempla uma retroanálise da obra de arte especial, que busca levantar o modelo estrutural da obra para refazer seu projeto e memorial de cálculo. Isto porque algumas obras de arte da cidade, que não foram feitas pela Prefeitura de São Paulo, não possuem arquivados seu projeto executivo e sua memória de cálculo. Dessa forma, se o laudo estrutural determinar a necessidade de reforço, teremos condições de saber onde e como fazer esse reforço. Em razão disso, tivemos que contratar as empresas com capacidade de fazer

retroanálise. Foi feito um chamamento público de empresas no mercado brasileiro para realizar a inspeção especial e a retroanálise, que teve a adesão de 31 empresas, das quais 25 foram classificadas. Dessas, dez empresas pontuaram a nota máxima, mas uma delas declinou do direito de fazer inspeção especial. Então, as nove empresas mais bem classificadas dividiram as 16 inspeções especiais iniciais. Como essas empresas declinaram em inspecionar as duas pontes emergenciais posteriores, estamos avaliando a contratação do segundo grupo de empresas. Este trabalho é essencial para avaliar as condições estruturais das pontes e viadutos. No geral, eles foram concebidos e calculados com modelos de cálculo diferentes dos



Reforço de viga na Ponte da Freguesia do Ó

usados hoje, quando não existiam o método dos elementos finitos nem os computadores, com TB 35, ao invés do TB 45 atual. Mas, se as inspeções especiais e a retroanálise mostram que essas obras de arte mantêm suas condições de segurança, mesmo passados 50 anos, elas podem continuar sendo utilizadas com segurança.

IBRACON – EM TERMOS GERAIS, QUAIS OS PROPÓSITOS E O ESCOPO DO PROGRAMA DE MANUTENÇÃO DA PMSP?

V.L.C.A. – Na realidade, por determinação do prefeito Bruno Covas, ele será um legado, figurando dentro do plano de metas da Prefeitura como inovação na gestão. Primeiro, queremos deixar oficialmente o cadastro de inventários das obras de

arte especiais da cidade, com suas características, suas idades, os laudos das vistorias realizadas, os projetos das intervenções realizadas etc. Em segundo lugar, queremos deixar consolidado um sistema de gestão de inspeções rotineiras e especiais dessas obras, de modo que a manutenção das obras torne-se rotina, com a qual a população local deve se acostumar, como existe no mundo todo. Em terceiro lugar, que a transparência do cadastro e do sistema de gestão seja um legado público à sociedade. Quanto ao sistema de gestão, além da definição da metodologia para a manutenção preventiva das obras de arte especiais, queremos implantar protocolos de emergência para os casos de acidentes. Como a manutenção preventiva é

menos custosa que a manutenção corretiva e é um serviço continuado, a melhor forma de viabilizá-la é por meio de uma Parceria Público-Privada (PPP), pois a prefeitura não possui quadros para fazê-la nem é razoável a contratação reiterada desses serviços. Nossa proposta é abrir um chamamento público para que as empresas do mercado apresentem seus projetos de manutenção preditiva numa parceria público-privada com até 30 anos de duração. Neste chamamento, colocaremos as condições a serem cumpridas anualmente nos contratos com as empresas, como redução do gasto e maior eficiência e segurança da manutenção. As empresas de engenharia, com conhecimento de como fazer, apresentam seus projetos para a prefeitura. Após a aprovação desses projetos, as empresas passarão a ser remuneradas pelos serviços executados e fiscalizadas pela administração pública. Quanto a esse propósito, estamos lançando um chamamento público às empresas estrangeiras (espanholas, alemãs, francesas e italianas) para nos apresentar seus programas de gestão preventiva da manutenção para um número específico de pontes em São Paulo. O objetivo é aprendermos com quem tem conhecimento, nesta área, em como proceder para fazer o gerenciamento da manutenção preditiva. Portanto, adotaremos um modelo de gestão da manutenção



Extração de testemunho no Viaduto General Olímpio da Silveira

“

NOSSA PROPOSTA É ABRIR UM CHAMAMENTO PÚBLICO PARA QUE AS EMPRESAS DO MERCADO APRESENTEM SEUS PROJETOS DE MANUTENÇÃO PREDITIVA NUMA PARCERIA PÚBLICO-PRIVADA COM ATÉ 30 ANOS DE DURAÇÃO

”



“ COMO DETECTAR PROBLEMAS OCULTOS [EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS]? SOMENTE COM A INSPEÇÃO ESPECIAL ”

preditiva na cidade, que será resultado desse aprendizado, a ser incorporado nas PPPs. Nossa intenção com a iniciativa é encurtar o caminho, pois o Brasil perdeu muito tempo nesta área, havendo uma lacuna de gestão e manutenção entre o país e o exterior. O que buscamos com essas três ações – o cadastro das obras, o sistema de sua gestão e as PPPs – é conhecermos nosso ativo e alocarmos eficientemente a dotação orçamentária disponível para fazer a inspeção e manutenção preditiva das obras de arte especiais, conforme as necessidades de intervenção apontadas nos laudos.

IBRACON – NO TOCANTE ÀS INSPEÇÕES, A SIURB PREZARÁ PELO ATENDIMENTO À ABNT NBR 9452?

V.L.C.A. – Com certeza. Nossa administração é técnica. Todas as inspeções serão feitas conforme a norma.

IBRACON – AINDA EM RELAÇÃO ÀS INSPEÇÕES, ESTÁ PREVISTO O USO DE TECNOLOGIAS AVANÇADAS CAPAZES DE DETECTAR DEFEITOS OCULTOS NAS ESTRUTURAS, COMO OCORRIDO NA INSPEÇÃO DO VIADUTO INTERDITADO NA MARGINAL PINHEIROS?

V.L.C.A. – Com certeza. Já foram apresentadas propostas de inspeção prevendo a instrumentação do viaduto com células de carga, acelerômetros e outros sensores que medem, por exemplo, o peso dos veículos trafegando sobre viaduto em tempo



Manifestações patológicas no Viaduto Bresser

real. Com base nesses dados e num modelo matemático, o software desenvolvido pela empresa possibilita estimar a curva de fadiga da estrutura, mesmo sem sua retroanálise.

IBRACON – QUAIS AS RAZÕES PARA A OCORRÊNCIA DO ACIDENTE COM O VIADUTO NA MARGINAL PINHEIROS?

V.L.C.A. – Um acidente daquele tipo não tem um único fator. Se olharmos o laudo de vistoria visual feito pelo engenheiro da Prefeitura em 2012, veremos a indicação de um problema no pilar. No entanto, o rompimento aconteceu na transversina por flexo-compressão. Como detectar problemas ocultos? Somente com a inspeção especial.

O viaduto acidentado não era de propriedade da prefeitura e não

constava entre as 73 obras de arte especiais do TAC. O viaduto é de propriedade do Departamento de Estradas de Rodagem (DER). A única responsabilidade da Prefeitura com relação ao viaduto era fazer zeladoria, ou seja, pintura, limpeza etc. A correção do problema apontado no laudo somente poderia ter feita pelo proprietário. Com o acidente, o prefeito Bruno Covas tomou a responsabilidade para si, quanto à contratação da empresa para realização da inspeção e recuperação do viaduto. Atitude similar foi vista em relação ao edifício incendiado, Wilton Paes de Almeida, que é federal, bem como em relação ao acesso da Rodovia Presidente Dutra. A Prefeitura tomou a frente. Se tem um problema que está afetando a população de São Paulo, o importante



Escoramento do viaduto sobre a Marginal do Rio Pinheiros, que sofreu desnível, para os trabalhos de recuperação

é apresentar de imediato a solução. Depois se procura o responsável.

IBRACON – No tocante aos serviços de recuperação, a contratação será por livre concorrência baseada em preço e técnica? O edital exigirá o projeto básico ou executivo?

V.L.C.A. – Depende do que a inspeção especial determinar. Nos casos das pontes da Casa Verde e da Freguesia do Ó, a intervenção determinada em laudo foi emergencial. Para os casos de reforço não emergenciais, faremos licitações de projeto e de execução dos reforços. No tocante à licitação de execução, será feita com base em projeto executivo, já a forma de contratação de projetos será por técnica e preço.

IBRACON – Como a PMSP está tratando a questão da ATP – Avaliação Técnica de Projeto-, obrigatória para todas as obras de estruturas de concreto desde a promulgação da norma ABNT NBR 6118:2014?

V.L.C.A. – Eu sou contra o processo de validação por empresas auditoras e/ou certificadoras, porque existe um profissional com ART (Anotação de Responsabilidade Técnica), que precisa ser respeitado. Fazendo uma boa contratação por técnica e preço, conforme a complexidade e responsabilidade do projeto, cabe uma verificação tipo ATP, através de uma supervisão de projeto. Desta forma teremos projetos com qualidade melhor, o que reflete na qualidade e durabilidade da obra. O problema é que o poder público contrata muito mal e os órgãos de controle, ao exigirem que as contratações de serviços de engenharia devam ser feitas pelo menor preço e por pregão, aplicam a interpretação mais restritiva da norma em detrimento das inovações tecnológicas e modernização da gestão, que deve sim primar pela eficiência da aplicação dos recursos e, acima de tudo, pela supremacia do interesse público. Estamos contratando a pior

engenharia pelo preço mais baixo. Volto a dizer: o menor preço está matando a engenharia nacional! A lei nº 8666 permite contratar projetos e consultoria pela melhor técnica. Estou há 32 anos ensinando aos meus alunos o que é a melhor engenharia. Como posso fazer, como secretário, algo diferente do que venho ensinando? E o pior, a lei me permite contratar desta forma! Como o leigo não conhece os termos da contratação de um serviço especializado, ele nos julga erroneamente como ladrão, quando na verdade a pseudoirregularidade apontada pelos órgãos de controle no edital é uma diferença básica de conceito. E de minha parte, a técnica, será sempre privilegiada em face ao menor preço. Destaco que o menor preço por si só não assegura a melhor aplicação do dinheiro público, essa é garantida pela melhor prática de gestão pública, fiscalização das obras por bons técnicos e entregas de obras com qualidade e durabilidade. É uma

“

O MENOR PREÇO POR SI SÓ NÃO ASSEGURA A MELHOR APLICAÇÃO DO DINHEIRO PÚBLICO, ESSA É GARANTIDA PELA MELHOR PRÁTICA DE GESTÃO PÚBLICA, FISCALIZAÇÃO DAS OBRAS POR BONS TÉCNICOS E ENTREGAS DE OBRAS COM QUALIDADE E DURABILIDADE

”





A ENGENHARIA NACIONAL TEM QUALIDADE. AS PESSOAS PRECISAM ENTENDER QUE UM PAÍS SEM ENGENHARIA NÃO TEM DESENVOLVIMENTO NEM JUSTIÇA SOCIAL



questão de conceitos e princípios, em relação aos quais não se negocia! Enquanto estiver na Secretaria, sempre lutaremos aqui pela melhor técnica, eficiência do investimento público. Se os órgãos de controle não permitem contratar pela melhor técnica, vamos contratar pela melhor técnica e preço. Se não aceitarem, que suspendam o certame e respondam à sociedade o porquê da exigência apenas do menor preço. A sociedade quer que o administrador público zele pela qualidade e segurança, que não podem ser assegurados contratando-se pelo menor preço. Devemos lutar pela contratação da melhor engenharia pelo preço justo. Por que este conceito vale para a medicina e não vale para a engenharia?

IBRACON – QUAIS OS PAPÉIS DAS ENTIDADES TÉCNICAS NO ENCAMINHAMENTO DESSAS QUESTÕES RELATIVAS À CONSERVAÇÃO DO PATRIMÔNIO CONSTRUÍDO?

V.L.C.A. – O sistema CONFEA/CREA deveria atuar mais na defesa da engenharia nacional. Não posso aceitar o CREA criminalizando os engenheiros responsáveis pelo laudo técnico sobre Brumadinho. O engenheiro é o profissional que mais assume riscos em sua profissão. A judicialização está matando a engenharia nacional ao condenar dessa forma engenheiros que são referência mundial. O CONFEA/CREA deveria tirar do mercado os maus profissionais, mas deveria defender

os bons profissionais, como fazem o CRM, CRO e OAB. O Instituto de Engenharia, as universidades e os sindicatos dos engenheiros estão discutindo esta questão. A engenharia nacional tem qualidade. As pessoas precisam entender que um país sem engenharia não tem desenvolvimento nem justiça social. Advogados não foram treinados para falar sobre engenharia. Quem deve falar sobre a engenharia é o engenheiro. Por que a engenharia tem que ser a profissão mais desvalorizada? Por que ela tem que ser contratada pelo preço mais baixo? Sendo que ela é fator primordial para desenvolvimento de um país.

IBRACON – COMO VOCÊ AVALIA O CURSO OFERECIDO PELO IBRACON PARA A FORMAÇÃO DE INSPETORES DE PONTES E VIADUTOS?

V.L.C.A. – Acho ótimo. Quanto mais, melhor! Temos que qualificar a engenharia. São instituições como o IBRACON, sem fins lucrativos, de interesse público, que congregam democraticamente toda a cadeia produtiva do concreto, que prestam enorme contribuição aos estudantes. Como o estímulo nos concursos técnicos promovidos anualmente nos Congressos Brasileiros do Concreto, que conseguem reunir mais de 1.200 profissionais de alto nível e os maiores formadores de opinião no setor. São essas instituições que conseguem mobilizar, anualmente, mais de cem

Escolas de Engenharia no país e até algumas do exterior. Sem falar dos livros, Comitês Técnicos, duas Revistas consagradas, cursos, como esse de Inspetor de Pontes, oferecido no Brasil inteiro, sempre com muita demanda e sucesso, preparando os profissionais para receberem a Certificação de Mão de Obra, prevista na ABNT NBR 16230:2013 Inspeção de Estruturas de Concreto. Qualificação e Certificação de Pessoal.

Certamente, vários profissionais que estão atuando como inspetores das pontes e viadutos que estamos contratando para execução das vistorias especiais foram formados por instituições valorosas como nosso querido IBRACON.

No caso do edifício que desabou no centro, fizemos uma parceria com o IBRACON para estudarmos o concreto que foi submetido a condições que necessitávamos estudar, para ajudar no desenvolvimento tecnológico do concreto. Estudos estão sendo desenvolvidos visando atingir esses objetivos e, certamente, serão apresentados os seus resultados nos próximos eventos. Espero que esta parceria seria duradoura e profícua para ambos os lados.

IBRACON – QUANDO NÃO ESTÁ DEDICADO AOS ASSUNTOS PÚBLICOS E ACADÊMICOS, O QUE GOSTA DE FAZER?

V.L.C.A. – Ficar com a família, com meus filhos. Fazer churrasco. E torcer pelo Santos. 🐈

Ponte Rio-Niterói e seu programa de manutenção

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – D.Sc./CONSULTOR

RIOCON CONSULTORIA E ENGENHARIA

I. ASPECTOS INICIAIS

Quando, em 4 de março de 1876, o então imperador D. Pedro II assinou o decreto lei 6138, concedendo oficialmente ao engenheiro inglês Hamilton Linday Bucknall o direito de promover o início de um processo visando à edificação de um túnel sob a Baía de Guanabara, que permitisse deslocamento ferroviário da população do Rio de Janeiro para Niterói, e vice versa, jamais poderia imaginar que exatamente 98 anos depois, em 4 de março de 1974, a sua iniciativa se tornaria realidade com a inauguração de uma ponte rodoviária unindo os dois topônimos e que, à época, viria a ser a 3ª maior obra de arte especial do planeta Terra, atrás apenas das pontes sobre o Lago Pontchartrain, com 38,00 km, e sobre a Baía de Chesapeake, com 28,00 km, ambas nos Estados Unidos.

Após 45 anos de inaugurada, outras pontes foram construídas e algumas suplantaram as marcas anteriormente indicadas, mas a Ponte Rio-Niterói (Figura 1), popularmente conhecida, e oficialmente denominada Ponte Presidente Costa e Silva, ainda mantém o registro de ser a maior do Hemisfério Sul.

Curiosamente, merece destaque o dia 4 de março, visto ter estreita sintonia com a Ponte Rio-Niterói. Não bastassem as duas indicações manifestadas, esse dia, em 1968, também configura o momento em que o Brasil conseguiu o empréstimo de US\$ 80 milhões com o banco inglês Rotschild & Sons, para iniciar a constru-



▶ **Figura 1**

O esplendor da Ponte Rio-Niterói, vencendo a Baía de Guanabara, maior obra de engenharia rodoviária do Brasil

ção dessa magnífica obra, mediante a contrapartida da compra de todo o aço para a fabricação das estruturas metálicas do vão central em siderúrgica da Inglaterra. A assinatura desse contrato, por parte do governo brasileiro, foi do engenheiro Thomas João Larics Landau, então vice-diretor geral do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem).

O pequeno histórico assevera que a idéia da união das duas cidades, mediante uma obra vencendo a Baía de Guanabara, é secular.

2. O PROJETO

Entre os extremos mais longínquos, formados pelas rampas I, do

Acesso Rio de Janeiro, e 8, do Acesso Niterói, a ponte tem cerca de 14 km de extensão, com 26,60 m de largura, distribuídos, basicamente, nos seguintes trechos:

- ▶ Acesso Rio de Janeiro, formado pelas rampas I, II e IV (Figura 2);
- ▶ Elevado da Avenida Rio de Janeiro, segmento em linha reta sobre os cais portuários;
- ▶ Trecho sobre o mar, com cerca de 8.836,00 m, incluindo os 848,00 m em estruturas metálicas;
- ▶ Vão principal entre os pilares 99 e 102, formado por uma superestrutura metálica em caixões com mesa superior ortotrópica;

- ▶ Segmentos em aterro nas Ilhas do Mocanguê Grande e do Caju;
- ▶ Parte em aterrado componente da Praça do Pedágio;
- ▶ Acesso Niterói, composto por 8 viadutos e 18 rampas, constituindo-se em lindo partido arquitetônico.

A altura máxima da estrutura é de 72 m acima do nível do mar, no Vão Central, entre os pilares 100 e 101, onde a profundidade das fundações atinge 60,00 m. Nesse trecho, por conseguinte, da superfície de rodagem até onde estão cravados os tubulões, há colunas contínuas de concreto com 130,00 m de comprimento, com 60,00 m de luz máxima no canal principal de navegação, entre esses pilares.

O volume de concreto empregado na construção da ponte atingiu 560.000 m³, dos quais cerca de 77.000 m³ apenas nas concretagens submersas das fundações do Trecho sobre o

Mar. Para todo o volume de concreto utilizado na obra, estima-se um peso total de aço doce de 40.000 toneladas, e 240.000 toneladas de cimento, correspondentes a 4.800.000 sacos. Se dispostos horizontalmente na maior dimensão, os sacos de cimento atingiriam uma distância 8 vezes maior que a do Rio de Janeiro a São Paulo, ou seja, uma extensão superior a 3.200 km. Se empilhados, atingiriam uma altura correspondente a 2.000 vezes a do Pão de Açúcar, destacado ponto turístico da cidade do Rio de Janeiro.

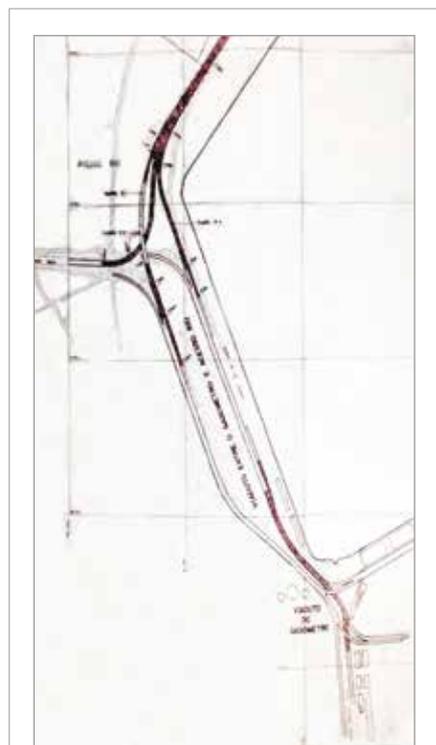
Cerca de 43.000 cabos protendidos foram utilizados nas longarinas dos Acessos Rio de Janeiro e Niterói, bem como nas aduelas formadoras da superestrutura do Trecho sobre o Mar. Os fios dessa cablagem dispostos longitudinalmente dariam 3,5 vezes à volta no planeta Terra, com seus 140.000 km.

Os acessos Rio de Janeiro e Niterói tiveram as fundações constituídas por estacas metálicas e tipo Franki, encimadas por blocos de coroamento sem qualquer particularidade. As mesoestruturas foram concebidas, em sua maioria, por pilares em formato T, ou em travessas suportadas por dois pilares. Para a superestrutura, foram adotadas vigas pré-moldadas e protendidas tipo “barriga de peixe”, sem transversinas intermediárias, apoiadas em almofadas de elastômero fretado. Lajes moldadas no local, com guarda-corpos pré-fabricados e pavimentação asfáltica em concreto betuminoso usinado a quente compuseram a fase final desses acessos.

No Trecho sobre o Mar em estruturas de concreto as fundações foram edificadas com tubulões tipo *Bade-Wirth*, Estacas Metálicas e Ar Comprimido, com camisas metálicas de 10,00 mm de espessura programadas como fôr-

ma perdida, fazendo-se uso da técnica do concreto submerso lançado por tremonha. Pela primeira vez no Brasil era usado cimento especial para concreto em contato com água do mar, produzido pela indústria Paraíso, com baixo teor de aluminato-tricálcico. Os tubulões apoiavam os blocos de coroamento, agora com a peculiaridade de terem fôrmas laterais constituídas por saias pré-moldadas, e de fundo por lajinhas também em concreto, porém moldadas “in loco”. Para a mesoestrutura foram projetados duplos pilares ocios em cada eixo, com largura constante de 6,86 m, variando a seção longitudinal em função da altura, edificados por meio de fôrmas deslizantes. A superestrutura constou de aduelas pré-fabricadas, coladas e protendidas, com transversinas apenas nas regiões dos pilares, em vãos padrão de 80,00 m (Figura 3). Normalmente, a continuidade da viga se dava em 5 vãos, ou seja, a cada 400,00 m, exceto em três situações nas quais o vão contínuo tinha 480,00 m. Pavimentação em CBUQ e guarda-corpos pré-moldados fechavam esse segmento sobre a Baía de Guanabara.

No tocante aos vãos principais, aqueles formados por caixões



▶ **Figura 2**
Projeto geométrico da ponte atinente ao Acesso Rio de Janeiro



▶ **Figura 3**
Fase construtiva da superestrutura no trecho sobre o mar, com a montagem de aduelas em balanços progressivos

metálicos com placa superior ortotrópica, que constituem os canais navegáveis, as infra e mesoestruturas são idênticas às do segmento em concreto, porém os tubulões com camisas metálicas perdidas foram construídos apenas pelo processo Bade-Wirth. Nesse trecho, a superestrutura, em aço originário do Reino Unido, é formada por dois caixões em aço regidos pelas normas BS 43A, 50 e 55, com uma extensão total de 848,00 m, distribuídos em dois vãos laterais com 200,00 m, um vão central com 300,00 m, dois trechos bi-apoiados com 44,00 m, e dois balanços de 30,00 m. Em princípio formada por asfalto-epóxi, a pavimentação foi posteriormente substituída por uma laje em concreto de cimento Portland armado em duas direções, ligada à mesa superior por conectores tipo “stud”.

O vão central de 300,00 m (Figura 4) ainda se constitui no maior do mundo em viga reta contínua, em caixões metálicos com placa superior ortotrópica.

3. O EXEMPLO MUNDIAL EM MANUTENÇÃO

Em 1º de junho de 2015 a Eco-



► **Figura 4**

A leveza e o esplendor dos vãos metálicos, com seus 300 m de vão livre na unidade central, conservando, ainda hoje, o título de maior do mundo em viga reta contínua com placa superior ortotrópica

ponte assumiu a concessão da Ponte Rio-Niterói, cujo contrato tem encerramento previsto para 31 de maio de 2045, portanto 30 anos.

Contrariamente ao que muitos pensam, apesar das constantes vistorias e manutenções rotineiras e especiais que se processam na ponte, a cada ano ela necessita de mais e mais cuidados, especialmente por estar localizada em ambiência marinha proporcionada pela Baía de Guanabara, o que a torna enquadrada no nível III da ABNT NBR 12655, portanto em classe de agressividade ambiental forte.

Em fevereiro de 1979, portanto cinco anos após a sua inauguração, o então DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – hoje DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes -, deu início às vistorias da Ponte Rio-Niterói, inicialmente de forma relativamente simples por conta de não se ter ainda norma brasileira sobre o assunto, ao que se fez uso da experiência da empresa norte-americana HNTB, projetista dos vãos principais.

Ao longo desses anos, as inspeções e manutenções realizadas na ponte tiveram notórios incrementos (auscultações de cabos protendidos, monitoração de aparelhos de apoio, equipamentos especiais de vistoria, tipos caminhão-lança e caminhão-passarela MOOG, durabilidade do concreto submerso, verificação de resistência à fadiga, ensaios de soldas em microscópio eletrônico de varredura, monitoração de juntas coladas, reativação da observação a longo prazo das estruturas de concreto no Trecho sobre o Mar, entre outros), em razão dos quais já há algum tempo são consideradas exemplo em todo o mundo, notadamente em território

chinês, onde se teve oportunidade de mostrar como elas são realizadas para um grupo de engenheiros daquele país, durante 11 dias em que se esteve em Pequim, em 2004, a convite do *National Institute of Highway* daquele país.

Que condicionantes levaram ao ápice os cuidados com a Ponte Rio-Niterói? O que há de especial que a coloca em patamar superior e reconhecida em todo o mundo? Como o título “exemplo mundial na arte de inspecionar e manter grandes estruturas” é preservado durante anos a fio?

Tudo teve início com a acertada decisão governamental de entregar à iniciativa privada, por meio de concessão, a manutenção e a operação da ponte, o que ocorreu no ano de 1994. De lá para cá, por força contratual em função do PEP – Programa de Exploração da Ponte – o aumento nos cuidados com essa obra foi exponencial, com a aplicação dos recursos advindos da receita do pedágio. Por conta disso, visto a alegação constante de falta de numerário para a manutenção, é fácil imaginar como prejudicadas estariam as condições estruturais, funcionais e de durabilidade da ponte com o continuar da gestão direta pelo governo.

A Ponte Rio-Niterói tem cerca de 1.400.000 m² de área de concreto a vistoriar acima da linha da água, além de 1138 tubulões em contato direto com ela.

As primeiras vistorias subaquáticas datam de 1980, portanto 6 anos após a ponte ter sido inaugurada. Desse ano até hoje, com ênfase após a concessão, que leva em conta inspeções submersas (Figura 5) a cada 5 anos, praticamente todos os eixos tiveram tubulões vistoriados, não havendo





► **Figura 5**

Inspeção submersa com a retirada de corpos de prova para análise de propriedades ligadas à durabilidade, observando-se o cobrimento mínimo de 9,0 cm da armadura

registro de qualquer anomalia nas fundações do Trecho sobre o Mar.

Mister se faz esclarecer que essas vistorias priorizam a averiguação do estado das camisas metálicas que envolvem o concreto estrutural. Por se tratarem de fôrmas perdidas, a proteção adicional conferida por esses elementos ao concreto submerso é grandiosa, na medida em que não permite o contato direto com as águas da Baía de Guanabara. Isto é determinante na durabilidade, consequentemente na vida útil.

As camisas metálicas dos tubulões foram consideradas estruturais apenas no trecho após 5,00m abaixo do terreno. Entretanto, mesmo não levando em conta esse aspecto, preservá-las é fator prioritário, graças aos benefícios adicionais promovidos pelo envolvimento do concreto, ainda que isso não seja de todo necessário para garantir durabilidade, posto que o mais importante está na espessura de cobrimento das armaduras (9,00 cm), no cimento classe RS – resistente aos sulfatos – e na boa compatibilidade oriunda do concreto autoadensável.

Para além das inspeções subaquá-

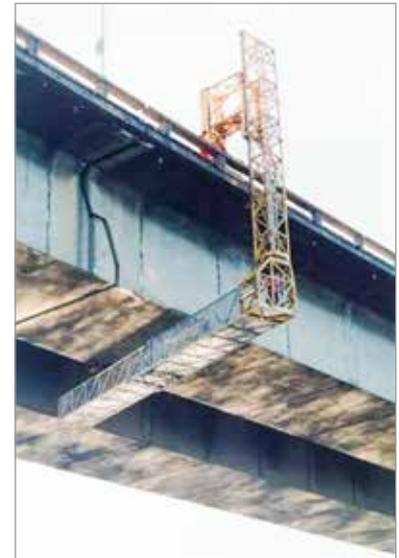
licas promovidas a cada cinco anos, a ponte conta ainda com uma pesquisa da durabilidade no mesmo período, que envolve a retirada de corpos de prova dos tubulões para averiguação da eventual contaminação por cloretos e sulfatos, bem como para confirmação de características especiais do concreto determinadas à época da construção, quais sejam: absorção, porosidade, permeabilidade e penetração de água sob pressão. A ideia é, a cada quinquênio, observar esses parâmetros e compará-los à luz dos resultados captados nos ensaios efetuados durante a fase edificante. Como para a extração dos testemunhos é necessário o corte das camisas, essas partes metálicas são pesadas para que se observe a perda de seção transversal. Até hoje, apenas uma das camisas mostrou perda de 25% de material, com as demais nunca ultrapassando 15%. Isso mostra o quanto ainda o guarnecimento promovido pelas camisas ao concreto dos tubulões se fará atuante.

Com a disponibilidade de dois caminhões-passarela a partir de 1996, de procedência alemã MOOG (Figura 6), os únicos no Brasil, e equipamento tipo “Sky”, (Figura 7) desde 1994, a inspeção dos pilares, longarinas, transversinas, aparelhos de apoio, aduelas, travessas e lajes, em todos os trechos, é facilmente executada por equipes experientes e familiarizadas com as estruturas da ponte.

As vistorias rotineiras são levadas a efeito diariamente, cumprindo programação anual que estabelece ainda os reparos imediatos daquelas manifestações patológicas mais graves, quando procedimentos terapêuticos são elaborados para cada caso e postos em prática. As primeiras experiências com

inspeções mediante o uso de VANTs (veículos aéreos não tripulados) – (Figura 8) foram realizadas com sucesso, porém, dado o fato de a ponte se situar dentro do cone de aproximação dos aeroportos Santos Dumont e Galeão, e ainda de ter parte sobre a Ilha do Mocanguê Grande, onde se encontram instalações da Marinha do Brasil, incluindo base de submarinos, o uso de drones nas inspeções ficará muito restrito, praticamente se limitando aos Acessos Rio de Janeiro e Niterói.

Face ao esmero dedicado durante a construção, quando construtores e supervisores exerciam tarefas distintas, porém em uníssono, visando à boa qualidade da obra, e considerando as manutenções praticadas antes e após a ponte ser posta em regime de concessão, a parcela de anomalias explicitada pelas estruturas de concreto é diminuta. Lesões corriqueiras, do tipo concreto desagregado com



► **Figura 6**

Equipamento MOOG, passarela telescópica para vistoria e manutenção da superestrutura em concreto do trecho sobre o mar



► **Figura 7**
Equipamento “Sky” em operação durante inspeção de aparelhos de apoio no Acesso Niterói

ou sem armadura exposta, eflorescências, estalactites, ninhos de pedra, baixo cobrimento de armadura e até fissuras, somente ocorrem de forma pontual, não se convertendo em qualquer risco à estabilidade da obra.

Situações comprometedoras outrora observadas nas uniões soldadas e no metal base foram, seguramente, as mais problemáticas ao longo desses 45 anos de serventia. Hoje, de forma remediada em sua maioria esmagadora, esse cenário não assunta como antes, porém jamais deve ser relevado, posto que uma trinca transversal na alma ou mesa superior dos caixões metálicos, elementos principal e secundário, respectivamente, sempre



► **Figura 8**
Uso, ainda que embrionário, de drone para foto da ponte no trecho sobre o mar, a partir da Ilha do Caju

deixará a obra em situação de risco.

A Ponte Rio-Niterói representa o maior laboratório experimental do mundo em juntas de dilatação, com a incrível marca de pelo menos 16 tipos e modelos distintos testados no local, na tentativa de solucionar uma situação que vinha se arrastando há anos. Possivelmente, a Ponte Rio-Niterói é a obra de arte brasileira onde se toma mais cuidado com a questão do correto desempenho dos apetrechos instalados nas fendas de dilatação.

Após mostrar desempenho satisfatório durante um ano em teste em vãos com até 480,00 m, estão sendo apostadas todas as fichas no bom comportamento em serviço de um novo modelo de junta, cuja particularidade reside em não fazer uso de lábios poliméricos, sendo esses substituídos por um sistema monobloco que engloba o lábio e a própria junta, de fabricação nacional.

A monitoração especial dos aparelhos de apoio elastoméricos é reconhecida mundialmente, por ser a primeira do gênero com a profundidade e extensão atingidas, cujos resultados anuais sacramentam a não necessidade de troca dessas almofadas pelo simples critério empírico do aspecto visual. Um estudo do mais alto cunho tecnológico baseado, fundamentalmente, na grande reserva de resistência desses elementos, lastreia e fomenta as suas permanências na obra, enquanto não estiverem provocando vínculos estruturais.

Os resultados da monitoração dos aparelhos de apoio em elastômero fretado da Ponte Rio-Niterói indicaram que apenas nos casos em que haja esmagamento das peças, originando desnível no pavimento, ou quando algum vínculo estrutural é a eles atri-

buído, esses segmentos devem ser substituídos. O MetrôRio, no Trecho do Elevado Maracanã-Triagem-Maria da Graça, está igualmente realizando pesquisas com os aparelhos de apoio, à luz das premissas levadas a efeito na Ponte Rio-Niterói.

O reforço interno das aduelas de concreto, nas seções de momentos máximos positivos e negativos, motivado pelo surgimento de fissuras nas uniões coladas nessas regiões, devido à cablagem ser de relaxação normal, é, seguramente, o mais expressivo serviço estrutural realizado na ponte. Todos os vãos em momentos positivos se encontram reforçados com protensão externa introduzida no interior das aduelas (Figura 9), e alguns trechos em momentos negativos estão prontos e outros com serviço de reforço em andamento. Assinala-se que, independentemente da abertura da fissura, quando isso ocorre é sinal de perda de protensão, e o planejamento para o reforço do vão é a seguir iniciado, por ordem sequencial da ocorrência. Em pontes coladas e protendidas, especialmente com protensão plena, não são admitidas fissuras.

Ensaio para averiguação da impregnação do concreto por carbonatação são realizados corriqueiramente, porém jamais acusaram a penetração desse contaminante em profundidade significativa a partir da superfície.

Os vãos 38/39 e 39/40, no Trecho sobre o Mar, especialmente reforçados durante a construção, por conta de dúvida às suas estabilidades, são constantemente monitorados com selos de gesso em regiões estratégicas, além de avaliados para eventual detecção de fadiga das armaduras frouxas.

Um bem elaborado e funcional sistema informatizado de gerenciamento



das estruturas, talvez o mais completo implantado no Brasil, em 1997, cataloga todo o histórico das inspeções e manutenções da ponte, se convertendo em expressiva ferramenta de armazenamento dos dados ao longo dos anos. Cada parte da ponte em seus meandros está inventariada nesse arquivo computacional, convertendo-se em uma relíquia técnica por ter toda a vida da ponte bem registrada e guardada.

Deixa-se de aqui tratar sobre o zelo com as estruturas metálicas dos vãos principais, tão bem cuidadas quanto às de concreto.

4. ASPECTOS FINAIS

Ao completar 45 anos de inaugurada em 04 de março de 2019, a Ponte Rio-Niterói, a “prima donna” das pontes brasileiras, pode ser uma balzaquiana na idade, mas é uma jovem em pleno vigor, dada às atenções para com ela no que se referem aos cuidados de manutenção.

Em uma cidade privilegiada pelo Criador com tantos cenários naturais de extrema beleza, a ponte se insere de forma magistral no deslumbrante panorama proporcionado pela Baía de Guanabara, como se fosse a contrapartida do homem em agradecimento as benesses que tornam o Rio de Janeiro a mais linda cidade do mundo.

Entretanto, tanta apologia de nada serviria se a obra não fosse esmeradamente cuidada, com a realização de inspeções e manutenções diárias de que tanto ela necessita, e que a colocam em patamar diferenciado quando o assunto é segurança das obras.

Os responsáveis pela ponte, agora sob a égide da Concessionária Ecoponte, têm a exata noção do que é tratar com uma obra magnânima, onde tudo é superlativo e, por conseguinte,

o conceito de manter se reveste do mais alto cunho, sendo mandatório em qualquer circunstância. Deslizes nesse dogma podem custar muito caro pecuniária e socialmente, porquanto a devida responsabilidade jamais é omitida, de forma a atingir os parâmetros que foram estipulados para o porvir (Figura 10).

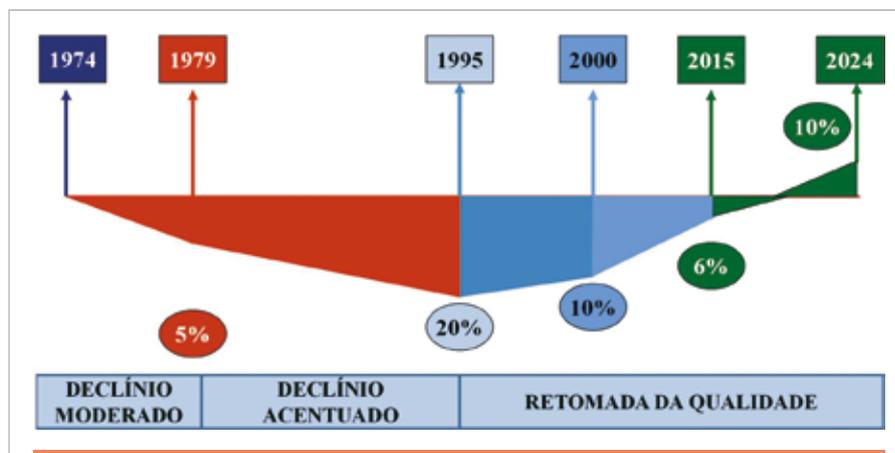
A ilustração da Figura 10 indica que, pelo fato de a ponte apenas ter sido inspecionada pela primeira vez após cinco anos de inaugurada, houve um declínio da sua qualidade de 5%, levando em conta os problemas com as juntas de dilatação e com o pavimento asfalto-e-póxi dos vãos metálicos.

Posteriormente, e por todos os anos em que a ponte esteve sob a gestão do governo federal por meio de contrato com empresas privadas, a constante escassez de recursos ampliou a redução da qualidade da obra, atingindo 20%, especialmente por conta das trincas nos caixões metálicos, equipamentos de vistoria obsoletos, defensas danificadas dos canais navegáveis, persistência dos problemas com as juntas de dilatação, fissuras nas juntas coladas das aduelas motivadas pela relaxação da



► **Figura 9**
Reforço interno das aduelas em seções de momentos positivos, para compensar a perda de força de protensão devida à relaxação dos cabos

cablagem, e ainda o continuar do lamentável estado do pavimento sobre as chapas metálicas dos vãos principais. Quando do início efetivo da concessão, em 1995, os primeiros sinais de retomada da qualidade foram observados com a solução de substituição do pavimento do vão central por uma laje em concreto armada nas duas direções, os reparos do sistema de proteção da ponte contra choque de embarcações, a aquisição dos caminhões MOOG e as recuperações das trincas nos caixões metálicos. Em 2019, a situação da ponte está em um



► **Figura 10**
“Saúde” da Ponte Rio-Niterói, antes e após a concessão

patamar por volta dos 3% de declínio de qualidade, já que ainda restam trechos em momentos máximos negativos nas aduelas para serem reforçados, e as juntas menores dos Acessos Rio de Janeiro e Niterói para serem recuperadas. Com o mesmo sistema de vistoria e manutenção que vêm sendo adotados extensivos no porvir, é possível prognosticar para 2024, ano em que completa seu cinquentenário, uma “saúde” da ponte de fazer inveja a muitas obras até mais jovens que ela, se bem que tal afirmação não é de hoje que pode ser constatada.

Segurança física da obra, somada à parte operacional de forma a garantir com serenidade ao usuário o direito de ir e vir sem qualquer contratempo, são as premissas capitais que norteiam a presença da Ecoponte no contrato de concessão até 2045. O continuar do que vem sendo feito atualmente, mesclado e atualizado com as novas tecnologias que surgirão no porvir, garantirão à Ponte Rio-Niterói uma vida longa.

Certamente, ao final desse contrato não estarei mais no plano terreno, porém poderei contemplar da

esplanada celestial o continuar de um trabalho que marcou de forma indelével a minha vida profissional, considerando que o meu contato com a ponte remonta à fase construtiva. Em 2019, são 45 anos da ponte em serventia à sociedade, e 47 anos que nela atuo.

Considerando que as benesses do destino fizeram com que a Ponte Rio-Niterói fosse inaugurada no dia em que comemoro nova idade, 4 de março, nessa data sempre brindo duplamente; por minha existência e pela ponte na minha vida. Dádiva divina! 🏗️

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Diaz, Ernani – Siqueira, Carlos Henrique - A Relaxação dos Cabos Protendidos da Ponte Rio-Niterói – Ibracon 2004.
- [2] Pfeil, Walter do Couto – Ponte Rio-Niterói, Métodos Construtivos – 1974
- [3] Siqueira, Carlos Henrique- Projeto, Construção, Inspeção e Manutenção da Ponte Rio-Niterói – Tese de doutorado da UFF – 2009.

Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais

- **Autores** P. Kumar Mehta e Paulo J. M. Monteiro (Universidade da Califórnia em Berkeley)
- **Coordenadora 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

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-21-3

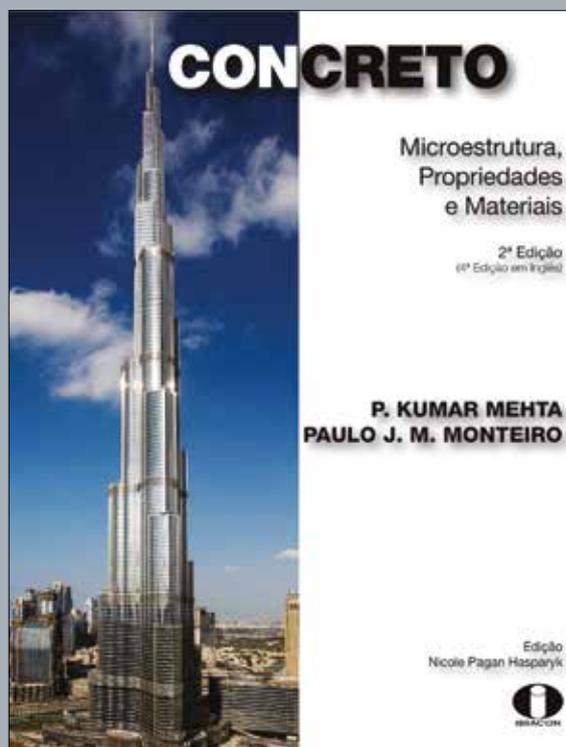
Edição: 2ª edição

Formato: 18,6 x 23,3cm

Páginas: 782

Acabamento: Capa dura

Ano da publicação: 2014



Patrocínio



Sistemas de Gerenciamento de Pontes: funções, vantagens e desafios brasileiros

CAROLINE BURATTO DE LIMA E OLIVEIRA

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTES – DNIT

ADEMIR SANTOS

ADS ENGENHARIA E INOVAÇÃO

TÚLIO NOGUEIRA BITTENCOURT

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – USP

I. INTRODUÇÃO

O planejamento das intervenções nas obras de infraestrutura permite ações oportunas de manutenção, com o mínimo de interrupção da sua operação, garantindo economia de tempo e de recursos financeiros para os administradores de rodovias e para os seus usuários. De outro lado, a adequada programação dessas

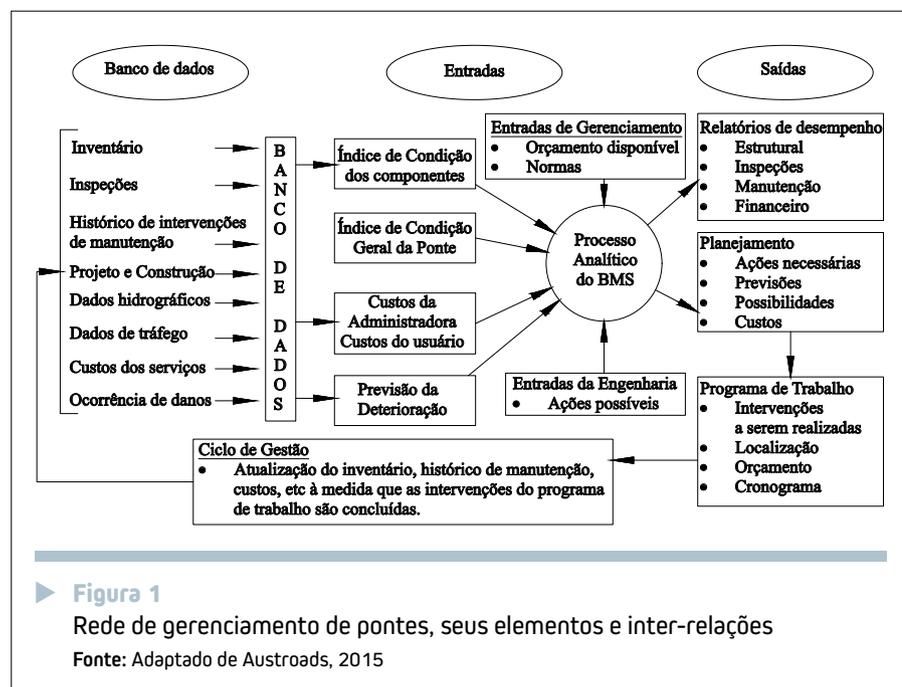
ações reduz a incidência de serviços de emergência, mantendo operacional a estrutura, impactando positiva e decididamente sobre a sua vida útil e sobre os custos globais das obras.

Além do conhecimento da sua condição atual, a administração dos ativos de pontes exige a compreensão do comportamento de cada obra ao longo do tempo, com base no histórico e nas

características construtivas, estruturais e operacionais, bem como das particularidades do ambiente da sua localização. Adicionalmente, é necessário estimar os custos envolvidos nas obras de manutenção, restauração e reforço (MR&R) com base nos parâmetros estabelecidos pelo administrador. O resultado da análise integral desses fatores promove o ordenamento das obras e serviços, estabelecendo prazos e períodos mais convenientes para a sua realização, bem como a exata alocação dos recursos previstos para determinado ciclo de gestão.

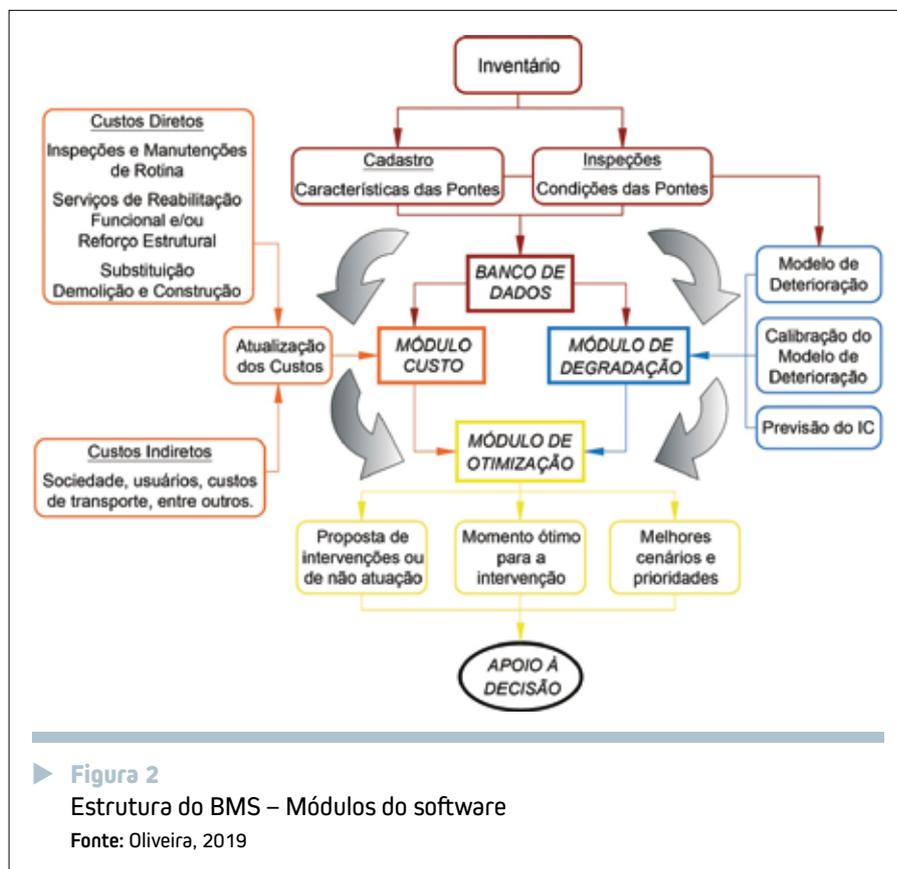
2. SISTEMAS DE GESTÃO DE PONTES (BRIDGE MANAGEMENT SYSTEMS - BMS)

A reunião e análise de numerosos itens fundamentais para a tomada de decisão dos administradores de pontes pode ser facilitada com a utilização de pacotes de software próprios para esse fim, denominados Sistemas de Manutenção de Pontes ou *Bridge Management Systems (BMS)*. Os BMS são importantes ferramentas computacionais de auxílio na gerência



de estoques de pontes através da organização dos dados históricos das obras (banco de dados) e das informações técnico-econômicas (entradas). A partir do registro, o sistema torna possível que os dados estejam computacionalmente acessíveis para as simulações estocásticas que produzirão os resultados de análise (saídas) para apoio à tomada de decisão dos gestores, conforme apresentado na Fig. 1.

As informações necessárias à gestão são organizadas em módulos do software, dividindo-se em módulos de base e de análise. Módulos de base são aqueles que demandam a entrada dos dados pelo gestor, correspondendo ao banco de dados e de custos. O módulo de degradação e o módulo de otimização são funções existentes do software. A Fig. 2 apresenta a estrutura habitual do BMS.



► **Figura 2**
Estrutura do BMS – Módulos do software
Fonte: Oliveira, 2019

2.1 Banco de dados

Reproduzindo o processo empírico de gestão, as intervenções propostas no BMS serão sugeridas a partir da ciência (registro) dos dados disponíveis de construção e de projeto, de operação e do meio ambiente. Esses elementos são confrontados através de algoritmos do sistema que dimensionam sua influência no estado futuro de condição de determinada obra e estimam as consequências de uma possível intervenção, relacionando-se os riscos. A idade das construções, concepções de projeto, tipo dos materiais da ponte, do sistema construtivo, da capacidade de carga, das dimensões dos elementos associados, das características de clima e da sua agressividade, do volume médio de veículos, dos desvios de rota, importância da obra na região e no tráfego de longa distância são alguns exemplos de informações primordiais para a tomada de decisão.

O propósito da utilização do sistema é de dispor de recursos computacionais para conferir método, ordem e estrutura às análises, simulando avaliações pretensamente conduzidas por experientes engenheiros da área de forma a simplificar o estudo de diversos fatores e tornar o processo menos complexo e dispendioso, especialmente para grandes estoques de pontes. A concentração dos dados em um único sistema, destinado especificamente à gestão desses ativos, possui inúmeras vantagens: desde a organização sistemática dos registros - promovendo seu acesso simples e automático, até a viabilidade da utilização efetiva dessas informações em análises, contribuindo para o controle e efetivo conhecimento do estoque de pontes.

2.2 Módulo de deterioração

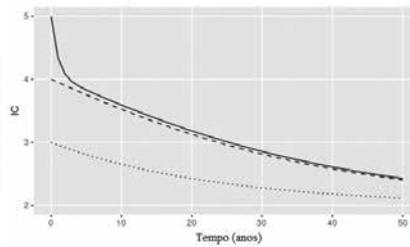
Adicionalmente, o banco de dados

também armazena os resultados dos ciclos de inspeções, completando as entradas necessárias para o módulo de degradação do BMS. Fundamentado nos dados históricos de inspeções e nas características das pontes, bem como na utilização de ferramentas estatísticas implantadas, o módulo gera um modelo de deterioração, ou seja, uma equação matemática descritiva das tendências do processo deteriorativo para determinado grupo de obras. Para a sua elaboração é necessário a existência de um banco de dados local, com o histórico do comportamento das obras, tendo sua acurácia dependente do número de ciclos de inspeções disponíveis. Definido o modelo de deterioração, é possível estimar a velocidade com a qual esse processo acontece em determinado estoque de pontes, denominada taxa de deterioração.

Por se tratar de uma equação estatístico-matemática, o modelo de

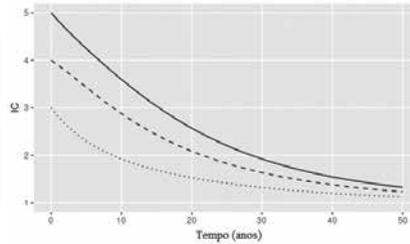


IC	2	3	4	5
2	1	0	0	0
3	0,0417	0,9583	0	0
4	0	0,0500	0,9500	0
5	0	0	0,6667	0,3333



a) Trecho da BR-116/RS sob regime de concessão

IC	1	2	3	4	5
1	1	0	0	0	0
2	0,0465	0,9535	0	0	0
3	0	0,1818	0,8182	0	0
4	0	0	0,1034	0,8966	0
5	0	0	0	0,1667	0,8333



b) Trecho da BR-116/BA sob regime de concessão

► **Figura 3**
Matriz de Probabilidades de Transição de IC e curvas de deterioração de pontes
Fonte: Oliveira, 2019

deterioração somente pode ser formulado com dados numéricos que representem a condição das pontes, determinados em inspeções regulares e denominados Índice de Condição (IC), "Condition Index", Condition State (CS) ou Nota Técnica. No Brasil, a Nota Técnica definida na norma ABNT NBR 9452:2016 pode variar de 1 (pior estado) a 5 (melhor estado). Este valor numérico está diretamente relacionado à integridade do elemento e, consequentemente, à segurança da obra, sendo, portanto, o principal critério considerado para as decisões gerenciais. A Fig. 3 mostra a singularidade dos processos de deterioração, evidenciada pelas diferentes taxas obtidas em dois dos segmentos de uma mesma rodovia (Oliveira, 2019).

Para a definição das curvas de deterioração da Fig. 3 foi utilizado o método das Cadeias de Markov, com a determinação da Matriz de Probabilidades de Transição (MPT). A construção da MPT apresenta o resultado do cálculo das probabilidades de transições entre IC ou da sua permanência após um ciclo ou intervalo entre inspeções. As colunas e as linhas da MPT correspondem aos IC, facilitando sua compreensão. Assim, para as

pontes da BR-116/RS, a probabilidade de mudança após 1 ano de uma ponte no IC=5 para o IC=4 é de 66,67% e a sua permanência no IC=5 é de 33,33%, refletindo na alta inclinação inicial da curva no gráfico. Para as pontes do trecho na Bahia a probabilidade de permanência no IC=5 é de 83,33% e da transição para o IC=4 é de 16,67% após 1 ano.

Os dados do trecho no Rio Grande do Sul não possuem pontes classificadas no IC=1 em número suficiente para a determinação das probabilidades da MPT, de modo diferente das pontes da BR-116 na Bahia, resultando em matrizes com tamanhos distintos.

A velocidade de deterioração também pode assumir magnitudes consideravelmente diferentes para cada elemento de uma ponte, exigindo o apontamento individual da sua condição em inspeções, conforme previsto em procedimentos denominados "Element Level Bridge Inspection" ou inspeções em nível do elemento. O avanço das práticas de inspeção exige a caracterização completa dos tipos de elementos, indicando seus materiais constituintes, funções na estrutura e tipos possíveis de danos a ele relacionados, associando-se a forma de mensurar a extensão desses danos, e ordenando a entrada desses dados no BMS. A Fig. 4 ilustra a definição de atribuição do

Dano 1080 – Deslocamento | Disgregação | Área de reparo

Condition state 1	Condition state 2	Condition state 3
<p>Nenhum</p>	<p>Deslocamento com profundidade de 1in ou diâmetro de 6in. Área de reparo em bom estado.</p>	<p>Deslocamento com profundidade maior que 1in ou diâmetro de 6in. Área de reparo em más condições ou danificada. Investigação do comportamento estrutural desnecessária.</p>
		
<p>Imagem de demarcação CS1-2</p> 	<p>Imagem de demarcação CS2-3</p> 	

► **Figura 4**
Definições de IC ou CS em inspeções em nível do elemento
Fonte: adaptado de NCHRP, 2019

IC (na figura CS – *Condition State*) usado em inspeções em nível de elemento, com escala exemplificando na figura danos de deslocamento do concreto, baseado na profundidade da manifestação patológica; neste caso CS1 é a melhor condição. A demarcação da área para seu reparo (remendo) também é indicada, devendo constar nos registros de inspeção. Este procedimento orienta o inspetor de forma prática e efetiva, minimizando a subjetividade dos apontamentos.

Regiões mais próximas do impacto de veículos tendem a apresentar taxas de deterioração bastante superiores, diferenciando-se das regiões mais inferiores da ponte, sendo importante a determinação do seu IC individual, conforme mostra a Fig. 5. Os elementos de cada uma dessas partes seguramente irão apresentar taxas também distintas, importando a sua quantificação em separado durante as inspeções.

2.3 Módulo de otimização

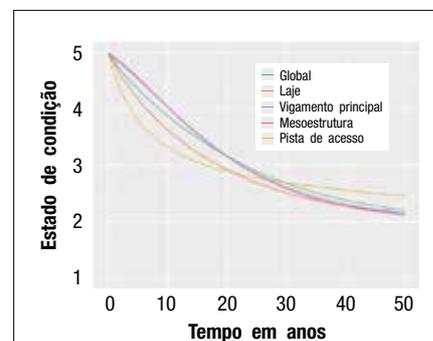
A otimização é o módulo final do BMS e objetiva selecionar um programa de intervenções que ofereça o máximo de retorno dos benefícios, apoiando-se em mínimos custos para os administradores e usuários, promovendo assim maior retorno dos investimentos. A habilidade para estabelecer prioridades e a melhor destinação das verbas disponíveis mediante um planejamento de curto, médio e longo prazo é de fato a principal finalidade da utilização do BMS. O resultado é alcançado através de análises multicritério ou *Multi-Attribute Decision Aid (MADA)* e de análises do custo do ciclo de vida ou *Life-Cycle Cost Analysis (LCCA)*, específicas de cada software, propiciando a escolha de uma hipótese dentre um conjunto de várias outras hipóteses possíveis a partir de diferentes critérios, além da

determinação de graus de importância associados a cada um desses critérios, enriquecendo sobremaneira a estratégia de análise gerencial.

Diversos BMS também possuem aplicações para avaliação de segurança das obras, empregando métodos de confiabilidade estrutural (*Structural Reliability Methods*), agregando mais solidez às decisões e se sobrepondo a critérios habituais com forte viés subjetivo. A Fig. 6 mostra uma janela do software *AASHTOWARE BRIDGE (BrM)*, anteriormente denominado Pontis, com o retorno das análises realizadas para um grupo de pontes, apresentando as candidatas às intervenções de acordo com uma escala de prioridade. Para cada ponte são sugeridas ações de *MR&R (Maintenance, Repair and Rehabilitation)* por elemento, sendo possível verificar, além dos custos, o estado atual e a estimativa da sua condição após as intervenções propostas para cada um de seus componentes, facilmente constatados através dos gráficos.

3. PROGRAMAS DE GESTÃO DE PONTES

O desenvolvimento dos BMS está profundamente associado à evolução das técnicas de gestão, as quais são impulsionadas por iniciativas mais abrangentes de gerenciamento de pontes. Assim como as pontes são parte da infraestrutura, os BMS são parte de um programa amplo de gestão, com influência direta nas técnicas de inspeção e avaliação. A *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, desde a década de 90, desenvolve diretrizes e BMS próprios para a uniformização e aperfeiçoamento das técnicas, produzindo inúmeras contribuições à administração



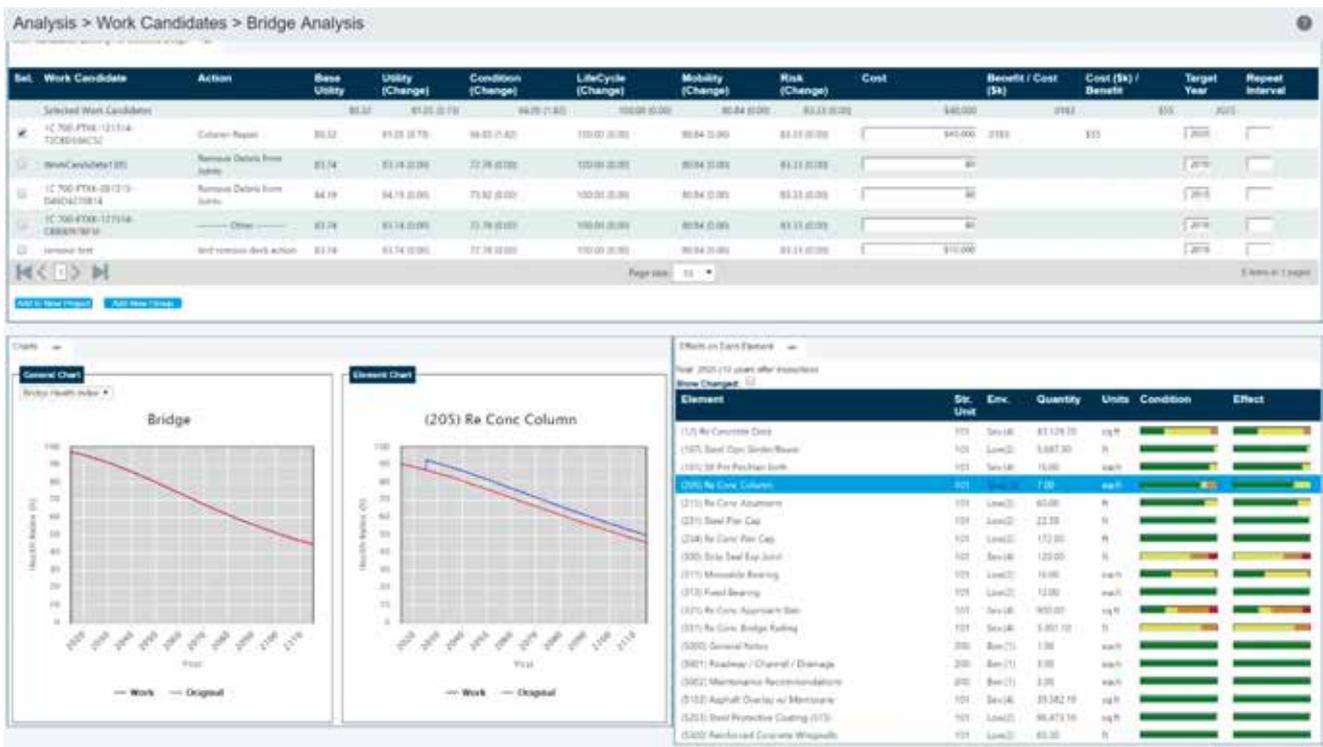
► **Figura 5**
Taxas de deterioração por partes da estrutura das pontes da BR-153/SP no trecho concessionado

Fonte: Oliveira, 2019

de estoques de pontes nos Estados Unidos. Destacadamente na Europa, a Cooperação Europeia em Ciência e Tecnologia (COST) fomenta e financia pesquisas em diversas áreas. Baseadas em um determinado programa, as COST ACTIONS são iniciativas abertas a pesquisadores e inovadores, colaborando em um campo de ciência e tecnologia de interesse comum.

Relativa ao tema, a COST ACTION TU1406 teve o objetivo principal de estabelecer as especificações de qualidade para pontes rodoviárias, bem como a sua normalização em nível europeu. Nesse contexto, o primeiro passo da *Cost Action* buscou relacionar recomendações específicas para a avaliação de pontes rodoviárias, incluindo Indicadores de Desempenho e Metas de Desempenho. Esta *Cost Action* reforçou a importância de modelos avançados para a previsão de deterioração das pontes e ainda estabeleceu o conceito de gestão sustentável, envolvendo a avaliação de indicadores de desempenho ambiental, econômico e social durante todo o ciclo de vida da obra.





▶ **Figura 6**
 Janela do software BrM versão 5.2.3 com resultados de análise final
 Fonte: AASHTO, 2017

A abrangência desta ação atingiu com êxito os proprietários e administradores de infraestrutura, órgãos de normalização, comunidade científica, engenheiros atuantes e outros profissionais nos 37 países europeus integrantes. Ela busca, atualmente, sua difusão internacional através de workshops, conferências, disponibilização de artigos e relatórios, além das escolas de treinamento (*COST ACTION TU1406, 2019*). A primeira divulgação do programa no Brasil será realizada no 61º Congresso Brasileiro do Concreto, evento técnico-científico promovido pelo IBRACON que acontecerá nos dias 15 a 18 de outubro deste ano, em Fortaleza. Serão realizadas palestra e curso sobre especificações de qualidade para pontes rodoviárias e sua normalização em nível europeu, ministrados pelo Prof. Dr. José Campos e Matos, membro da ISISE, Universidade do Minho – Portugal, *chairman* da *COST ACTION 1406* e presidente da Associação Europeia para Controle de Qualidade de Infraestruturas – *EUROSTRUCT*. As atividades serão co-

ordenadas pelo Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt da USP – São Paulo e diretor de relações institucionais do IBRACON.

4. IMPLEMENTAÇÃO NACIONAL DOS BMS

Os desafios brasileiros estão presentes nas diversas etapas do processo de gestão que precedem a implementação do BMS. Atualmente, as inspeções em pontes no Brasil seguem diferentes metodologias, não dispendo de uma base comum de registro. A revisão pela Associação Brasileira de Normas Técnicas em 2016 da norma ABNT NBR 9452, de inspeções de pontes, viadutos e passarelas de concreto, traz vários progressos ao setor. Como exemplo: relacionar o IC a critérios específicos de condição das pontes, o que contribui nas inspeções para a redução da subjetividade existente na análise do estado dessas obras. Além das padronizações propostas pela norma, foram criadas importantes qualificações, distinguindo critérios estruturais, funcionais e de durabilidade. Outro relevante avanço

é a criação da norma ABNT NBR16.230, em 2013, para a qualificação e certificação de pessoal para inspeções de estruturas de concreto, possivelmente influenciando na qualidade dos apontamentos e padronização dos procedimentos.

Responsável pela administração direta das rodovias federais brasileiras, o Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes (DNIT) aprimorou seu Sistema de Gestão de Obras de Arte Especiais (SGO), implementando uma moderna plataforma para o registro dos dados de inspeções cadastrais e de rotina. Desde 2013, a Autarquia realiza extenso inventário de pontes sob sua jurisdição, seguindo conceitos modernos de inspeção em nível de elemento. Foram definidos itens padronizados para classificação dos componentes, bem como dos seus danos particulares, associados com campos de registro no software. Criado com capacidade de expansão dos seus módulos, atualmente o SGO caminha para o desenvolvimento do módulo de custos e de deterioração.

Apesar dos recursos computacionais existentes e das inúmeras pesquisas internacionais na área, a implementação e uso dessas ferramentas no Brasil depende primordialmente da capacidade da engenharia nacional, do potencial de recursos e de futuros esforços coletivos para a sua efetivação. A compreensão de que as obras possuem riscos intrínsecos orienta para a necessidade da mensuração desses

riscos, com base no profundo conhecimento do seu comportamento no tempo e na acurada previsão do seu estado no futuro, com emprego de recursos científicos e tecnológicos.

De fato, a utilização internacional dos BMS vem apresentando consideráveis impactos sobre custos, durabilidade e segurança de pontes, diminuindo o elevado risco na administração desses ativos. A evolução das técnicas

de gestão de pontes no Brasil para a necessária e acertada administração do patrimônio público exige a promoção de iniciativas que envolvam pesquisadores, administradores de vias de transporte, representantes dos diversos âmbitos governamentais, engenheiros e inspetores com prática na área, com o objetivo maior de promover benefícios no presente e impactos significativos no futuro. 📧

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. AASHTOWare BrM 5.2.3 – Implementation and Objectives for Bridge Management While Addressing FHWA Requirements, Mesa, Arizona, 2017.
- [2] AUSTRALASIAN ROAD TRANSPORT AND TRAFFIC AGENCIES- AUSTRROADS. Improved Bridge Deterioration Models, Predictive Tools and Costs. Research Report, Sydney, Austrália, 2015.
- [3] COST ACTION TU1406 Cooperação Europeia em Ciência e Tecnologia. Disponível no site <https://www.tu1406.eu/> em 05/04/2019.
- [4] NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT - NCHRP. Guidelines to Improve the Quality of Element-level Bridge Inspection Data. 277 pg, National Academies Press (NAP), ISBN 978-0-309-49060-3, 2019.
- [5] OLIVEIRA, C. B. L. Determinação e Análise de Taxas de Deterioração de Pontes Rodoviárias do Brasil. Tese de doutorado do Programa de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2019.

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

Macrofibras poliméricas para concreto destinado a aplicações estruturais: definições, especificações e conformidade

Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras, a Prática Recomendada especifica os requisitos técnicos das macrofibras poliméricas para uso em concreto estrutural.

A Prática Recomendada abrange macrofibras para uso em todos os tipos de concreto, incluindo concreto projetado, para pavimentos, pré-moldados, moldados no local e concretos de reparo.

AQUISIÇÃO

www.ibracon.org.br (Loja Virtual)

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-29-9

Edição: 1ª edição

Formato: eletrônico

Páginas: 37

Acabamento: digital

Ano da publicação: 2017

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

MACROFIBRAS POLIMÉRICAS PARA CONCRETO
DESTINADO A APLICAÇÕES ESTRUTURAIS



COMITÊ 303: Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras

GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio
Representante CTA: Sofia Maria Carrato Diniz

Patrocínio



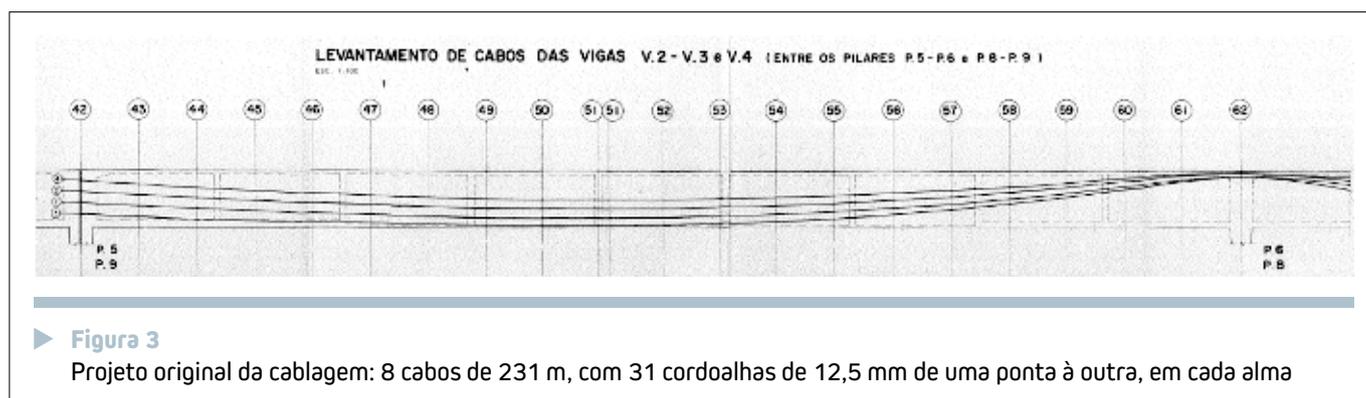
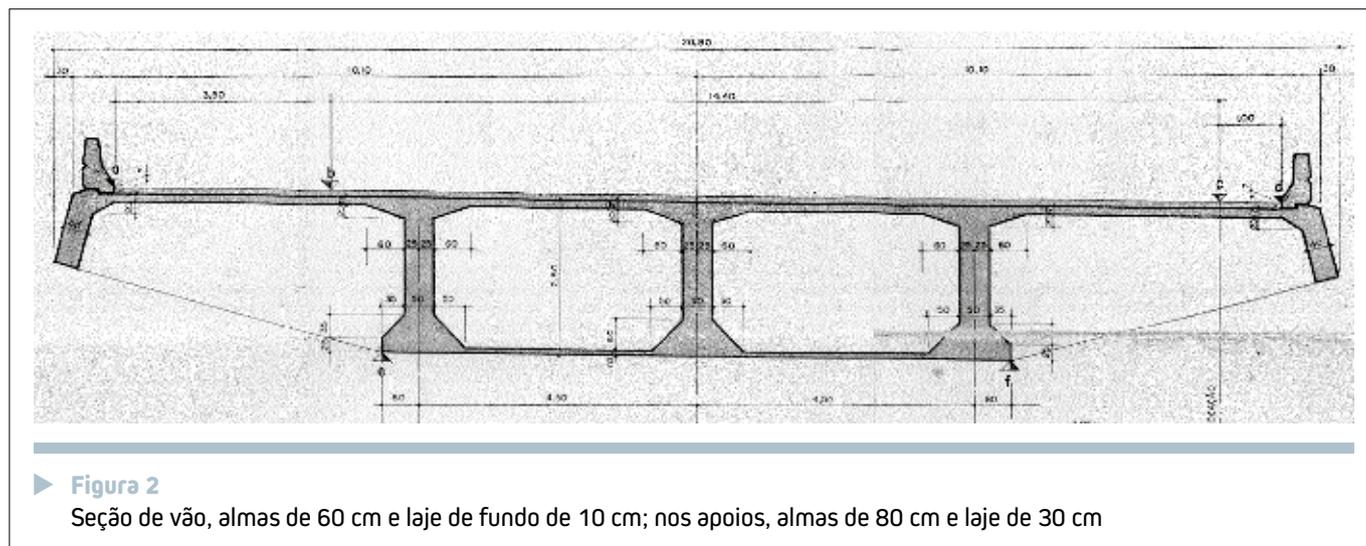
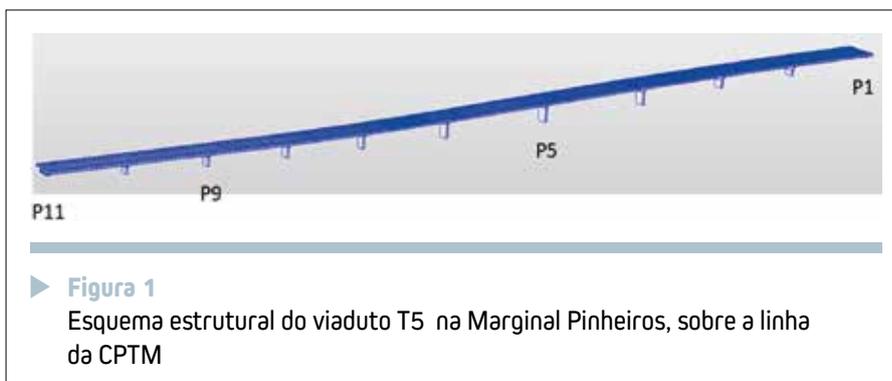
Caso do Viaduto T5 na Marginal do Pinheiros

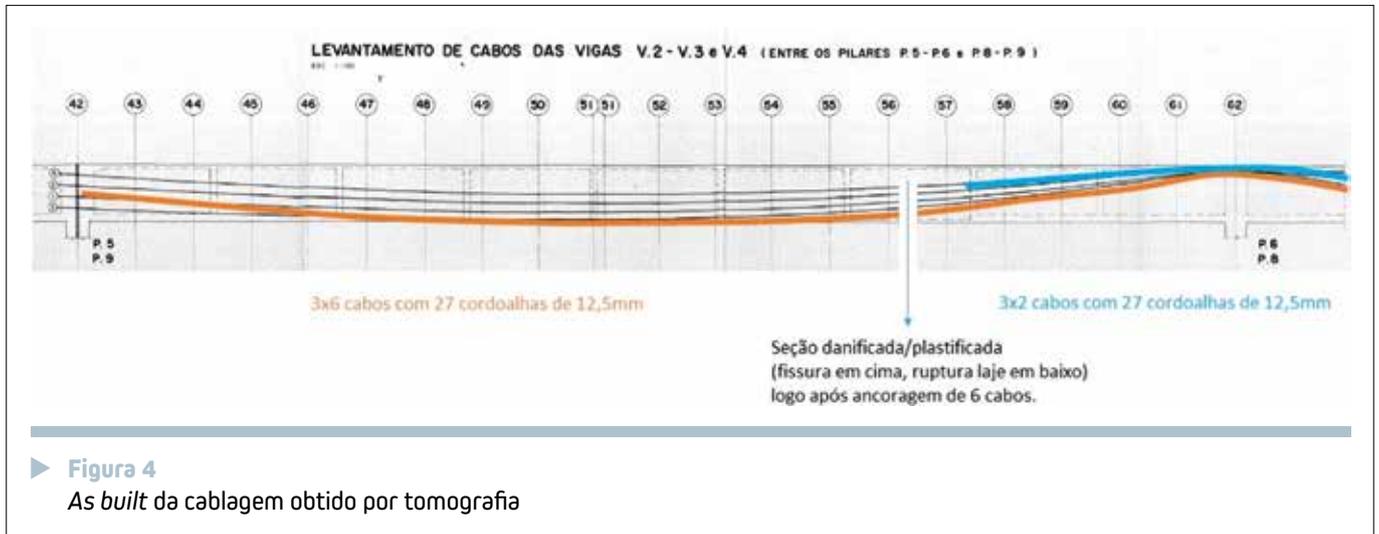
KALIL SKAF | MARCELO WAIMBERG | FABIO PRADO | MATHEUS MARQUESE | FABIO FANTE | GUILHERME TOALDO | FERNANDO STUCCHI

EGT ENGENHARIA

I. DESCRIÇÃO DO VIADUTO

O viaduto T5, com seus 11 apoios, tem 560 m de comprimento (Fig. 1). Ele tem duas juntas de dilatação sobre os pilares P9 e P5, que definem o trecho central de 227 m, cujo apoio P9 cedeu 1,6 m no dia 15 de novembro de 2018. Esse trecho tem 4 vãos de 51, 62,5, 62,5 e 51 metros.





A obra executada coincide com o projeto localizado em termos de forma e armadura frouxa, mas não em termos de armadura protendida (Figs. 3-4). Isso foi percebido quando, ao abrir o caixão na região da seção danificada, verificou-se que alguns cabos estavam ancorados dentro do caixão, a 10 m do pilar P8.

2. DIAGNÓSTICO

A análise começa pelo levantamento de dados, análise e elaboração de hipóteses sobre as causas, na procura do “diagnóstico”, sempre a primeira descoberta, fundamental para o prosseguimento do trabalho.

Algumas vezes, ele está claro e basta um pouco de sensibilidade estrutural para se conseguir visualizar o porquê e definir o diagnóstico.

Acontece, porém, que algumas vezes as coisas não são assim. Tudo o que parecia “óbvio” não se sustenta e é preciso procurar uma hipótese mais consistente.

Às vezes, inclusive, não se consegue encontrar uma hipótese que explique claramente o que ocorreu. Consegue-se apenas descrever algumas delas que são capazes de explicar o acidente, mas não se pode escolher entre elas!

Vale lembrar que o engenheiro de

Tabela 1 – Dados técnicos do concreto e aço

Pilares	Superestrutura	Armadura passiva	Armadura ativa
$f_{ck} = 15 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ proj 35 MPa testemunho	CA-50: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	CP-160/180: $f_{pyk} = 1600 \text{ MPa}$ $f_{ptk} = 1800 \text{ MPa}$

estruturas nessa posição está numa situação bem pior do que a de um médico. O doente não fala, não reclama de dor, nem quando apalpado, e na

maioria das vezes, o órgão que deu origem ao acidente foi esmagado e a autópsia fica muito difícil. Aqui, neste caso, nem tudo ficou esmagado!

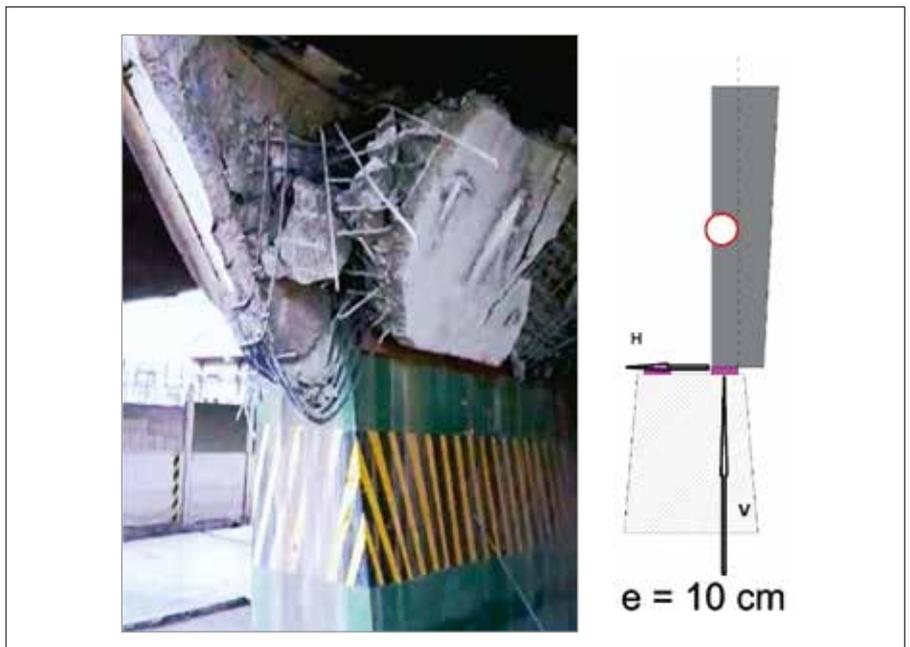
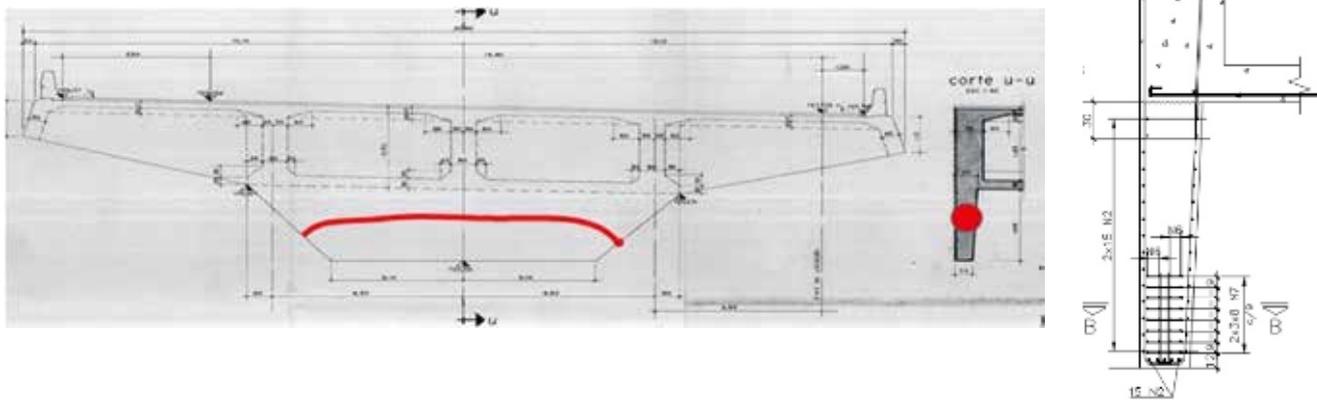


Figura 5

Foto do conjunto Pilar 9 – lingueta no dia do acidente com o viaduto T5 e esquema estrutural antes do colapso





► **Figura 6**
Indicação da região rompida da lingueta do P9 e de suas armaduras de fretagem

Após abandonar uma série de hipóteses que não se sustentaram, foi-se atrás da verificação da flexo-compressão da lingueta, que parecia o melhor caminho para justificar a ruptura.

Observando bem a foto do pilar P9 no dia do acidente (Fig. 5), parece que a lingueta rompeu por esgotamento do concreto à compressão, à meia altura. De fato, a ponta da lingueta aparece apoiada no pilar com trecho íntegro de meio metro de altura, e dele saem dobradas em S as barras de armadura vertical da lingueta, entrando na parte superior da mesma lingueta, ainda preservada e ligada à superestrutura.

Essa condição de apoio foi sempre razão de preocupação, seja com a per-

da da capacidade de suportar as 700 tf, seja porque dificultasse a operação de macaqueamento, por conta do atrito com a lingueta vizinha, uma vez que a junta estava cheia de resíduos.

Na procura incansável do diagnóstico, decidiu-se estudar a hipótese de que, por serem velhos (quase 40 anos), os aparelhos de apoio tivessem deixado de permitir deslizamento. De fato, para forças horizontais da ordem de 250 tf · m, geradas por deformações impostas ainda remanescentes, a lingueta poderia ter sido esmagada a meia altura.

Ok, mas 250 tf · m é muito!!!

Verificou-se, em seguida, que, considerado o desgaste por fadiga do concreto conforme critério da ABNT NBR

6118, equivalente ao do fibM1990 e Eurocode EC2, a necessária ordem de grandeza da força horizontal caía pra 200 tf · m. Essa hipótese de diagnóstico tomou força e parece mais plausível do que a descrita acima. Mas 200tf também é muito!

Analisando a lingueta do ponto de vista da concretagem, verifica-se que, por conta das armaduras inferiores das 3 almas e da laje, bem como da fretagem, que toma toda a espessura da lingueta, a ruptura deve ter sido difícil (Fig. 6)! Pode ter se formado uma “bicheira” na lingueta, favorecendo sua ruptura por flexo-compressão, com ou sem fadiga.

Já com o macaqueamento executado e com os projetos de alargamento dos pilares 5 e 9 (para dar mais liberdade para movimentos horizontais e facilitar a troca de aparelhos de apoio), começaram a aparecer surpresas: apareceram defeitos de concretagem, bicheiras, na lingueta oposta à rompida (pilar P9). Elas apareceram quando da operação de injeção das fissuras claramente visíveis após a demolição da parte remanescente (Fig. 7). Dois furos de injeção vizinhos, beberam, como se



► **Figura 7**
Fissuras na lingueta oposta recebendo injeção de calda

diz na linguagem de obra, 4 e 3 litros, totalizando 7 litros.

Esse é claramente um possível “defeito oculto” que poderia ter agravado a condição da lingueta e contribuído para o acidente. Esse acabou sendo o diagnóstico.

3. HISTÓRICO DAS ATIVIDADES MAIS IMPORTANTES

3.1 Decisões tomadas

Feita a inspeção no dia 15 de novembro, foram observados os seguintes problemas e tomadas as seguintes medidas:

- ▶ Lingueta rompida? Por que? A resposta a essa pergunta, como visto acima, demorou;
- ▶ Seção transversal danificada a 10 m do apoio contínuo sobre o P8. Fissuras grandes na laje superior, de até 5 mm, que atravessaram o asfalto e esmagamento da laje de fundo. Decisão imediata: escorar os vãos P9 a P8 e P8 a P7;
- ▶ Em função de existência de lingueta equivalente à do P9, escorar trecho próximo ao P5, na outra extremidade da estrutura.

Ok, mas porque cimbrar?

Engenharia, especialmente de estruturas, é sempre uma atividade que contém um risco técnico razoável, mas esse risco cresce consideravelmente quando se deve recuperar uma obra que sofreu um colapso parcial.

No nosso caso, ao chegar à obra, a primeira reação foi escorar. Mas onde? De fato, o terreno ali é mole nos primeiros 8 a 10 m, mas a obra foi cimbrada quando da sua execução! Foi então que se descobriu a laje que havia a pouco mais de 1 m de profundidade, construída quando da execução da obra. Ela

daria a segurança adequada ao cimbramento. É lógico que a carga não se distribuiria de forma uniforme pelo cimbramento, mas como foi executado com folga, teria capacidade de fornecer a reação adicional eventualmente necessária para estabilizar a obra e bem mais concentrada na região próxima do P9.

Assim mesmo, a atividade de cimbrar continha risco. Foi montado, então, um esquema de alarme, em que alguns elementos-chave, ao sinal de algum movimento da estrutura, apitavam e todos se retiravam para fora da região embaixo da obra.

Só para dar uma ideia, logo no início do escoramento, um engenheiro conhecido visitou o local. Ele ficou tão assustado com o risco da atividade de cimbrar que deu um alarme e pôs medo nos trabalhadores. Foi preciso que os engenheiros responsáveis ficassem sob a obra para que eles voltassem ao trabalho.

Não seria aceitável, de forma alguma, executar a recuperação dessa obra sem cimbrar. Cimbrada a obra, ela entrou na UTI, fora de perigo de morrer. Na verdade, não custa repetir, o cimbramento também se fez necessário a fim de preservar a via da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM), no caso de evolução dos danos ocorridos na ruína.

É impressionante como, ao sabor das variações de temperatura e da insolação direta do tabuleiro, ele se movia para os lados e na vertical, gerando um ruído significativo. As pessoas se assustavam.

Como medida de prudência, se decidiu solicitar à CPTM que limitasse a velocidade dos trens, limitando assim a vibração submetida ao viaduto, sobreposta aos efeitos inevitáveis de temperatura. Assim, o cimbramento protege a CPTM e ela, mais devagar, também protege o cimbramento.

É importante citar que, ao final do processo, no início do macaqueamento, a obra tinha cedido, de um dos lados, quase 2 cm a mais e parte do cimbramento, que tinha as folgas devidas à variação de temperatura sistematicamente ajustadas, tinha sido carregada de forma significativa, a ponto de dificultar o afrouxamento dos forçados.

3.2 Programa de macaqueamento do vão que cedeu

Uma vez cimbrada, o doente estava na UTI.

A partir daí, é preciso por a obra no lugar, reconstruir a lingueta e recuperar a seção danificada.

São 3 “cirurgias” importantes.

3.2.1 PROCEDIMENTO PARA MACAQUEAMENTO DO VIADUTO, LEVANTANDO-O ATÉ A COTA ORIGINAL

Situação a ser garantida para início da operação:

- ▶ vão que cedeu e seu vizinho escorados;
- ▶ bloco principal de macaqueamento sobre 10 estacas raiz liberado ($f_{ckj} > 40$ MPa);
- ▶ montagem da estrutura de reação da Protende, com os macacos ajustados ao fundo das almas do caixão;
- ▶ junta sem contato no topo das duas estruturas, de um lado e outro do P9;
- ▶ 6 LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer* ou Transformador Diferencial Variável Linear) instalados nas almas do caixão, na região da fissura do pavimento (Fig. 8). Um na fissura da alma, logo sob a laje superior, e outro na parte inferior, logo acima da laje de fundo;
- ▶ topografia preparada para medir o levantamento do tabuleiro,





► **Figura 8**
LVDT instalado em fissura na alma do caixão e ao lado laje de fundo rompida

especialmente na junta e no eixo do bloco principal, mas também



► **Figura 9**
Desnível no viaduto T5 antes do macaqueamento



► **Figura 10**
Viaduto T5 após o macaqueamento

em cada uma das transversinas do vão que cedeu e no meio do vão vizinho.

Apresenta-se nas Figuras 9 e 10 a situação no viaduto antes e após o macaqueamento.

3.2.2 RECONSTRUÇÃO DA LINGUETA ROMPIDA E NOVOS APARELHOS DE APOIO

A reconstrução da lingueta sobre o pilar 9 foi feita com concretagem em três faixas horizontais, com concreto com aditivos retardadores de pega e superplastificante, relação água/cimento, uso de metacaulim e controle de temperatura do concreto, com máxima de 42 graus (uso de água gelada). A cura da peça foi cuidadosa.

A concretagem foi feita por cima



► **Figura 11**
Foto da lingueta reconstruída sobre o P9, mostrando as duas chaminés saindo da laje de fundo e entrando por cima na lingueta

da lingueta, através de duas chaminés que saíam de dentro das duas células do caixão.

3.2.3 RECUPERAÇÃO E REFORÇO DA SEÇÃO ROMPIDA

O reforço da seção danificada, que teria atingido alongamento de 10 por mil na fibra superior e encurtamento de 4 por mil na inferior, a ponto de romper a laje de fundo entre as 3 almas, era a atividade mais importante na recuperação do viaduto.

Logo se percebeu que não era possível reforçá-la antes de aliviar essas deformações e as tensões correspondentes. Agir impensadamente e iniciar o reforço antes do macaqueamento reduziria a recuperação dos alongamentos da armadura superior e, principalmente, reduziria o alívio das compressões no talão das almas que tinha sido muito comprimido (até 4 por mil de deformação). A preocupação com os talões era tanta que gerou os ensaios com tomografia que, felizmente, concluiu pela integridade deles.

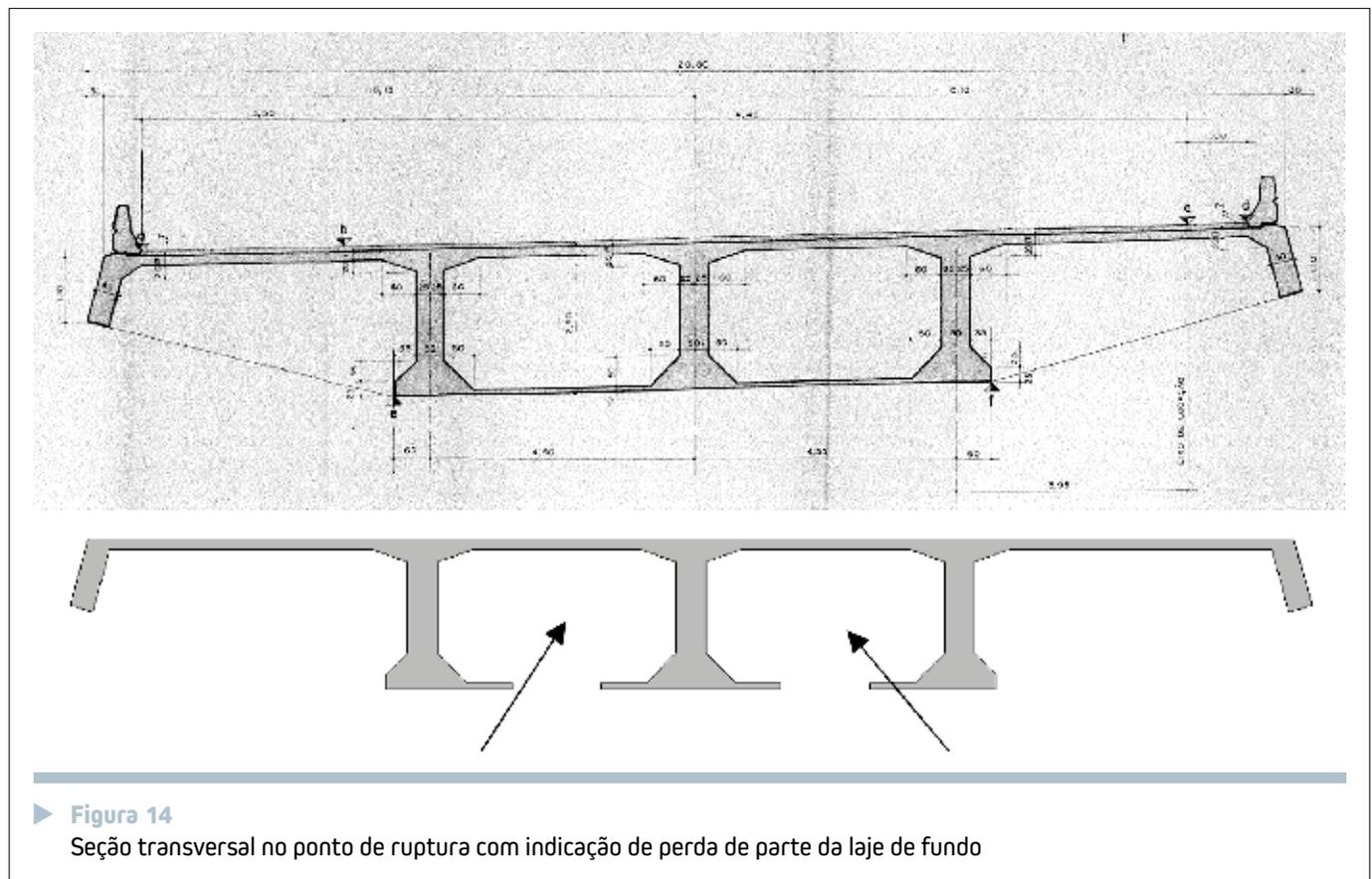
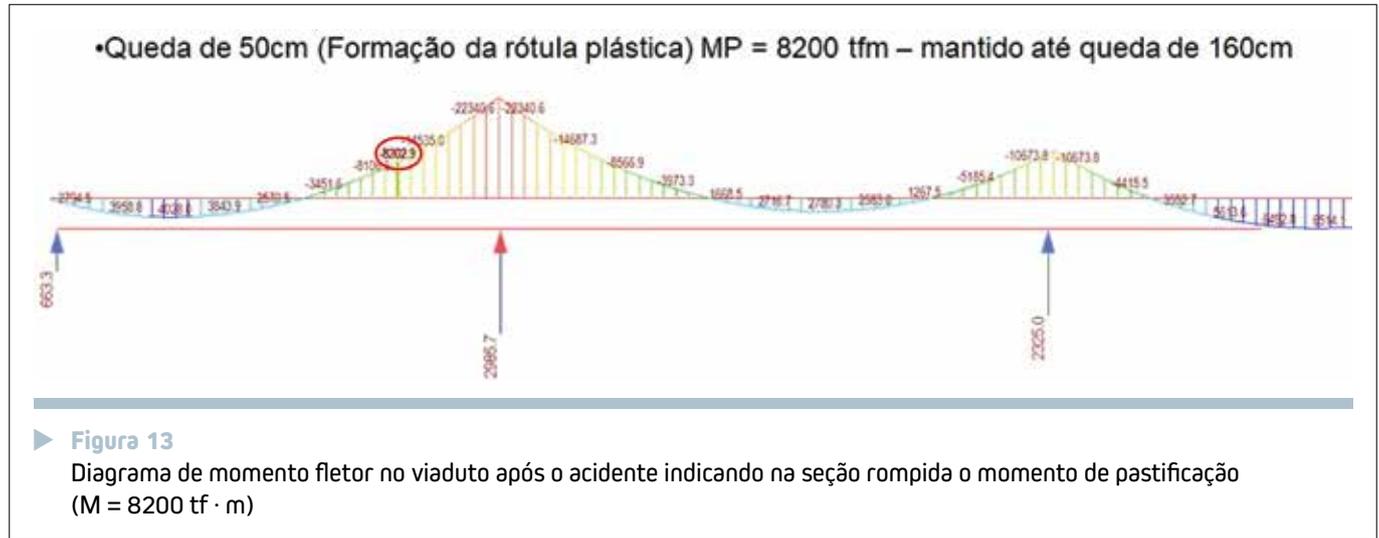
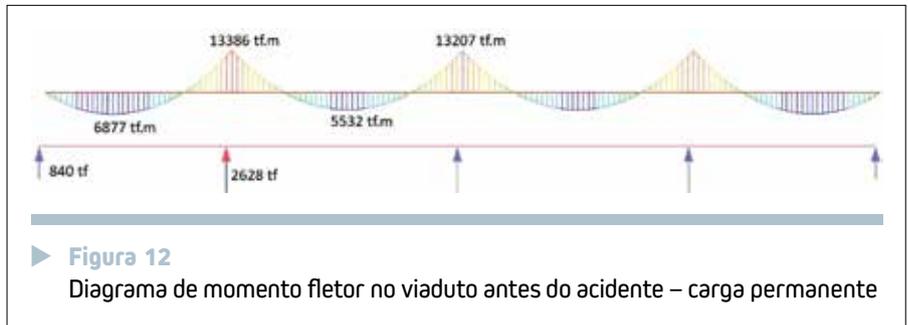
Não se obteve o alívio total, mas o momento de 8.200 tf · m, da situação do acidente, caiu para 1.560 tf · m ao final do macaqueamento, quando teve início a recuperação da seção danificada (Figs. 12-13).

Essa perda de metade da laje de fundo após o recalque do viaduto foi admitida a partir de retroanálise da situação rompida e da operação de alívio gerada pelo macaqueamento com todas as suas medições (Fig. 14). A instrumentação dessa seção permitiu medir todo esse alívio pela medida direta das deformações dos dois pontos junto à laje superior e inferior.

Assim, tanto armadura quanto concreto foram adicionados à seção danificada, com deformações pequenas,

próximas das que usadamente são tidas nos reforços.

Partindo da medição do quadro de fissuração com o tabuleiro cedido, do tabuleiro já reposicionado e das leituras da variação da curvatura pelos LVDTs (Fig. 16), foi possível montar a Figura 15, que mostra que de fato a seção



ultrapassou os limites do ELU, mas se recuperou bastante bem pelo macaqueamento. Como as armaduras foram muito danificadas pelo escoamento, tiveram que ser reforçadas com fibras de carbono. Por outro lado, a laje de fundo nessa seção foi esmagada e teve que ser refeita. Decidiu-se executá-la com 20 cm e reforçá-la também com fibras de carbono na face inferior, uma vez que essa seção era solicitada por

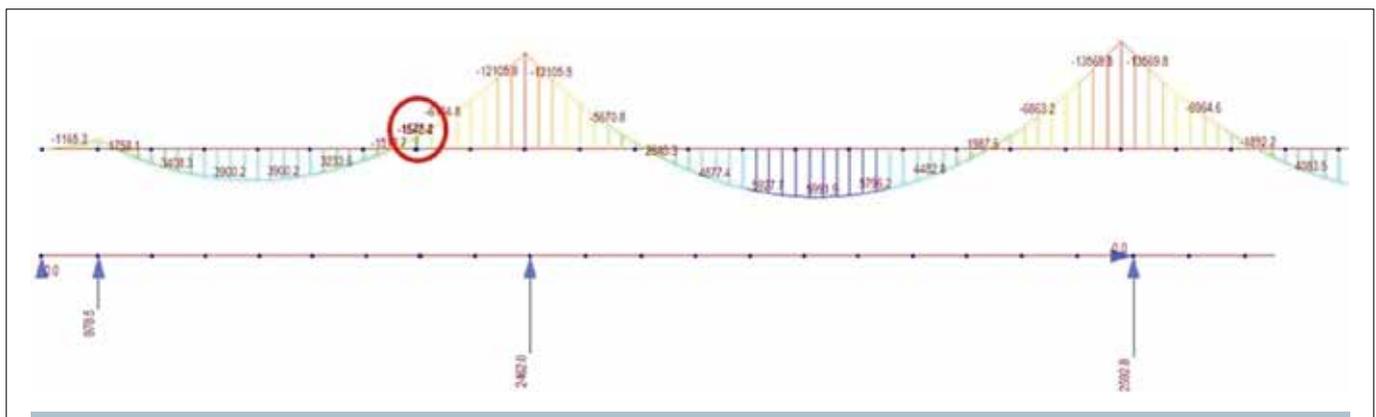
momentos positivos para determinados casos de carga (Fig. 17).

4. PROVAS DE CARGA

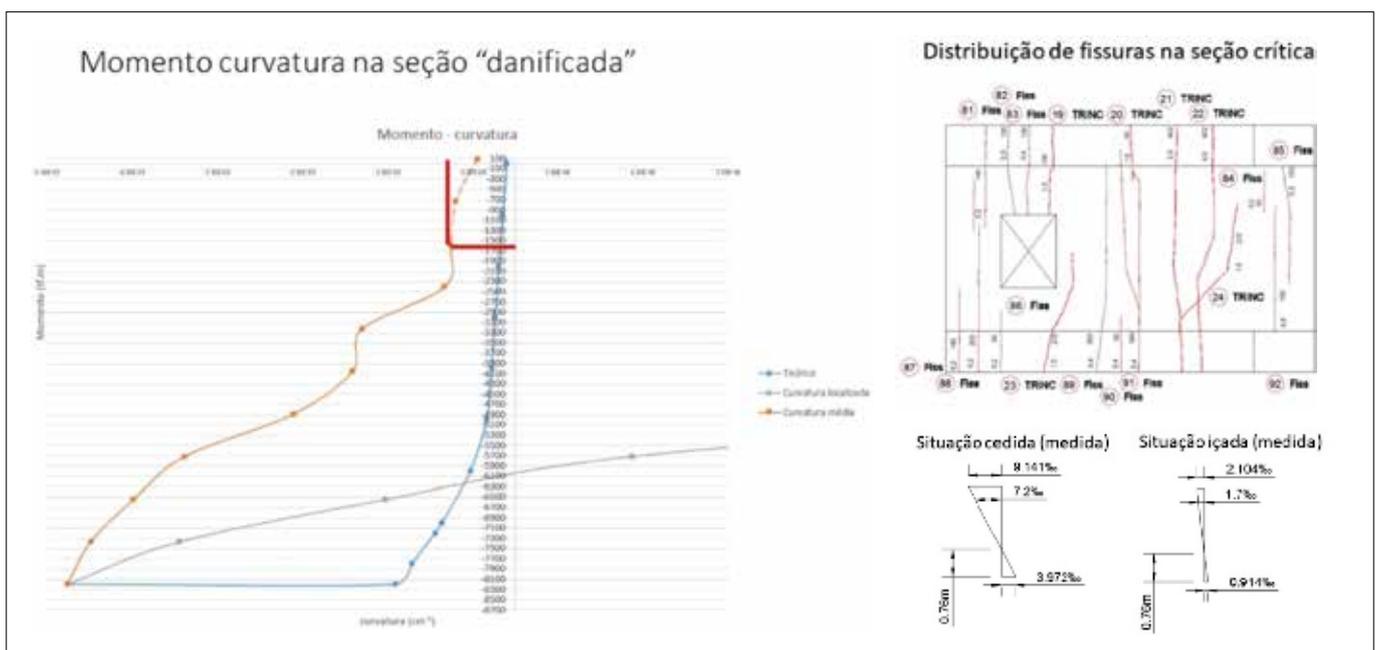
Terminado o processo de recuperação e reforço, o viaduto foi submetido a prova de carga estática para carga equivalente a pouco mais que o TB450 da ABNT NBR7188 e a ensaio dinâmico com caminhão instrumentado de 60 ton.

Na prova estática (Fig. 18) foram utilizados 45 caminhões de 26 ton, sendo 20 no vão de 51 m (4 por faixa) e 25 ton no vão de 62,5 m (5 por faixa).

Entrando pela mão usual da marginal, primeiro foram os 25 caminhões do segundo vão, gerando o carregamento que gera momento próximo do máximo nesse vão. Em seguida, vieram os 20 do primeiro vão, gerando o momento mínimo no apoio P8. Na sequência,



► **Figura 15**
Diagrama de momento fletor no viaduto na situação içada ($M = 1560 \text{ tf} \cdot \text{m}$)



► **Figura 16**
Distribuição das fissuras na seção danificada, bem como relação momento curvatura e diagramas de deformações nas situações cedida e içada

sáiram os 25 do segundo vão, gerando o momento máximo nesse vão. Finalmente, para testar a lingueta do P5, os 20 caminhões deslocaram-se para o vão P6-P5, gerando o momento máximo nesse vão e também a máxima carga na lingueta do P5, simétrica da que rompeu.

Após a prova de carga estática, foi executado o ensaio dinâmico, com passagens excêntricas do caminhão de 60ton com velocidades crescentes de 30 até 90 km/h. O ensaio terminou com um freada forte na faixa central a partir de 90 km/h.

Em todos os ensaios foram medidos deslocamentos verticais nas seções críticas dos vãos, deslocamentos horizontais nas linguetas, deformações nas seções críticas, vãos, apoios e seção danificada. Além disso, no ensaio dinâmico, foram medidas acelerações que permitiram determinar as frequências e os modos próprios da estrutura.

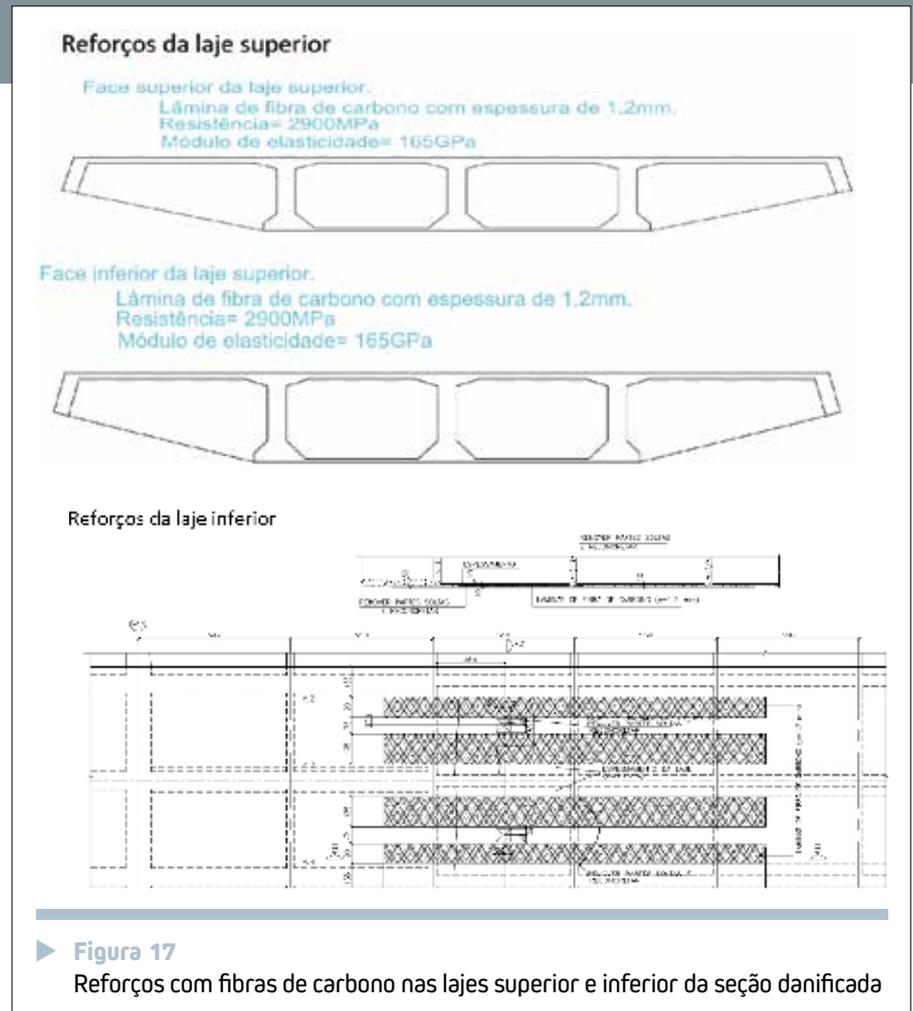
Como os resultados bateram com as previsões, a obra foi liberada para o tráfego.

5. SOLUÇÕES ALTERNATIVAS

Serão apresentadas nesta seção algumas alternativas de solução analisadas pela equipe envolvida na recuperação do viaduto ou propostas por terceiros.

5.1 Ideia de demolir totalmente o viaduto e reconstruí-lo

Como o viaduto é contínuo (4 vãos de aproximadamente 51, 63, 63, e 51 metros totalizando 228 m), bastante protendido, uma vez que foi projetado no tempo da PNB116, quando, apoiados nas descobertas de Freyssinet, usava-se protensão total (nenhuma tração, nem para carga variável) e pouca armadura frouxa, sua demo-



► **Figura 17**
Reforços com fibras de carbono nas lajes superior e inferior da seção danificada

lição seria difícil, requerendo fazer o projeto da demolição.

Por outro lado, o terceiro vão do viaduto passa sobre a linha 9 da CPTM, não podendo por isso ser implodido, pois representaria sua paralisação por tempo significativo. Assim, esse vão e os dois vizinhos deveriam ser escorados. Sua demolição requereria aliviar a protensão parcialmente a ponto de poder cortar o viaduto em pedaços (com as fitas de corte atualmente disponíveis) e retirá-los por meio de guindastes e carretas.

Demolido o viaduto, existem algumas alternativas de reconstrução: um viaduto contínuo de concreto protendido equivalente ao atual, uma solução usando vigas pré-moldadas ou uma terceira usando solução mista de aço-concreto.

Como os vãos são grandes para vigas pré-moldadas, uma solução possível poderia ser tornar os três apoios contínuos em apoios com duplo ba-

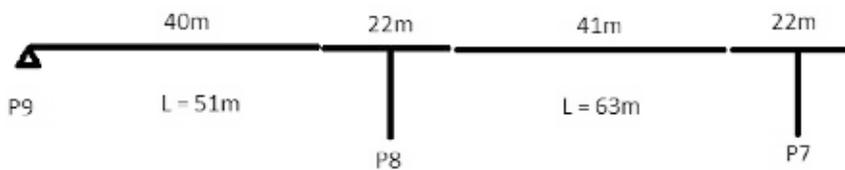
lanço de 11 m, um de cada lado do pilar (Figura 19). Assim, entre esses balanços podem-se colocar as usuais vigas pré-moldadas de aproximadamente 40 m. A parte complicada dessa alternativa são os duplos balanços, que exigiriam um reforço de fundação e pilares por conta dos importantes momentos introduzidos pelos balanços.

Assim, uma solução mista poderia aparecer e se viabilizar: vãos em grelha mista de 51 m e 63 m (Fig. 20).



► **Figura 18**
Prova de carga no viaduto T5





► **Figura 19**
Esquema de reconstrução com vigas pré-moldadas

Esses vãos poderiam ser isostáticos, mas melhor que fossem contínuos para vencer com mais rigidez esses vãos.

Fazendo, com base nos estudos efetivamente feitos ao longo do processo, uma discussão de preços e prazos, pode-se afirmar que:

- Em termos de custo, como a demolição custa uma parte significativa da construção de uma nova, o custo total seria o dobro do que a prefeitura previu para o contrato de emergência – 30 milhões em 6 meses;
- Em termos de prazo, a avaliação feita mostrou que o processo demoraria algo em torno de 1,5 anos.

Como a obra foi recuperada em quatro meses e o preço final não deve passar da metade do previsto no contrato, a conclusão a que se chega é que tanto preço como prazo seriam da ordem de quatro vezes maiores.

5.2 A ideia de criar uma série de apoios intermediários ao longo do vão que cedeu

Essa alternativa foi proposta na imprensa e corresponde a criar um apoio de cada lado do viaduto, a cada duas transversinas, isto é, cada 10 m, resultando em 4 apoios novos de cada lado do primeiro vão, fora da projeção do viaduto.

Esses apoios seriam executados sobre blocos fundados em estacas raiz, com

rapidez e, após o macaqueamento, se passariam, sob o viaduto, vigas capazes de suportar a carga total do viaduto, retirando o cimbramento que interfere diretamente com elas. Essas vigas poderiam ser metálicas para agilizar a sua instalação.

Finalmente, se aliviaria o conjunto de macacos através do macaqueamento de quatro outros conjuntos sobre as quatro vigas citadas. Isso permitiria equalizar as cargas nas quatro vigas.

Retirados todos os macacos e o cimbramento remanescente, a obra poderia ser liberada.

Essa solução apresenta, no entanto, dois problemas sérios:

- Um problema arquitetônico. As soluções para a cidade precisam sempre procurar soluções esteticamente coerentes com a cidade e inclusive, às vezes, gastar um pouco mais para fazer alguns monumentos, como a ponte estaiada sobre o Pinheiros na Av. Roberto Marinho. Não é possível aceitar, do ponto de vista arquitetônico, esses dois conjuntos de apoios cada 10 m, de um e do outro lado do primeiro vão;
- Um problema estrutural. Como ter-se-ia praticamente anulado os esforços no vão que cedeu ao levantá-lo cada 10 m de forma aproximadamente uniforme, a protensão atuaria sozinha e provavelmente romperia o tabuleiro em alguns lugares. Costu-

ma-se chamar isso de protensão no vazio, sem esforços a compensar.

Para eliminar esse problema, seria necessário, ao longo desse segundo macaqueamento, aliviar a protensão atual do tabuleiro, operação delicada. É claro que poder-se-ia reduzir o número de apoios externos para dois ou mesmo um, caminhando para a solução adotada, apoio apenas no P9, mas continuar-se-ia com uma solução arquitetônica inaceitável.

Ao final da aplicação dessa solução ter-se-ia uma obra inaceitável arquitetonicamente, com prazo e preço maiores que os da solução executada.

6. CONCLUSÃO

Este artigo mostrou os detalhes da análise, a procura do diagnóstico, a proposta de soluções e a efetiva execução da recuperação do viaduto em questão. O resultado das análises e discussões mostra que, tanto na tentativa de definir o diagnóstico, como na de dar uma solução para um problema como este em tela, é possível trabalhar com ética e chegar em solução ótima do ponto de vista econômico e de tempo de execução (reduzindo o tempo dos transtornos e prejuízos). Essa postura de respeito à população, que, por ser leiga, não entende direito o que está se passando, contribui para melhorar o reconhecimento e avaliação positiva da Engenharia, tão sofrida nos últimos tempos, primeiro pela crise e agora por essa sequência de acidentes em barragens e obras de arte.

É claro, que tanto para o diagnóstico quanto para a solução do problema, é teoricamente possível que existam ideias melhores que as aqui utilizadas, mas que não foi possível visualizá-las no reduzido prazo para a tomada das decisões. O avanço da Engenharia trará novas ideias como sempre e em todos os campos do conhecimento. ◀



► **Figura 20**
Esquema de reconstrução com solução mista

Avaliação da eficácia das intervenções de alargamento e reforço da ponte sobre o rio Sapucaí Mirim na rodovia BR-381

DAVIDSON MATOS CARVALHO – MESTRE

JOSÉ MÁRCIO FONSECA CALIXTO – PROFESSOR TITULAR

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS (UFMG)

I. INTRODUÇÃO

As pontes que compõem a malha rodoviária federal brasileira foram construídas a partir da década de 1940, juntamente com a edição das primeiras normas brasileiras (DNIT, 2004a). A partir de então, houve uma evolução das ferramentas de cálculo, dos materiais empregados, das técnicas construtivas e dos veículos que utilizam as rodovias, resultando em diversas atualizações de normas ao longo do tempo. Esses aspectos resultaram num cenário composto por pontes, com características diferentes como classe, geometria, cargas móveis de projeto, tipos de barreiras de segurança e guarda-corpo, que variam de acordo com a data de projeto.

Atualmente, existe uma demanda crescente por obras de alargamento e reforço estrutural de pontes em rodovias brasileiras. Grande parcela delas, além de apresentar problemas de natureza estrutural (seja pela deterioração da estrutura, seja pela desatualização quanto aos carregamen-



► **Figura 1**
Vista geral das pontes avaliadas. À esquerda, a ponte nova e, à direita, a ponte rehabilitada

tos exigidos pelas normas vigentes e efetivamente transmitidos pela frota de veículos atual), também apresenta seções transversais insuficientes para a demanda de tráfego atual (VITÓRIO e BARROS, 2014).

Este trabalho propõe um estudo de caso, com objetivo de avaliar o desem-

penho das intervenções de alargamento e reforço empregadas em uma ponte que foi rehabilitada, visando atender às novas exigências de uma rodovia que passou por obras de duplicação, inclusive comparando o seu desempenho com a nova ponte construída ao lado. Essa comparação se mostrou

adequada, considerando que ambas as pontes estão inseridas no mesmo microclima, submetidas às mesmas características de tráfego e possuem vãos e sistemas estruturais semelhantes. Para este estudo, foram realizadas inspeções visuais nas pontes localizadas sobre o Rio Sapucaí Mirim, na rodovia BR-381, no município de Pouso Alegre, em Minas Gerais. A Figura 1 mostra uma vista geral das pontes avaliadas.

2. DESCRIÇÃO DA PONTE REABILITADA

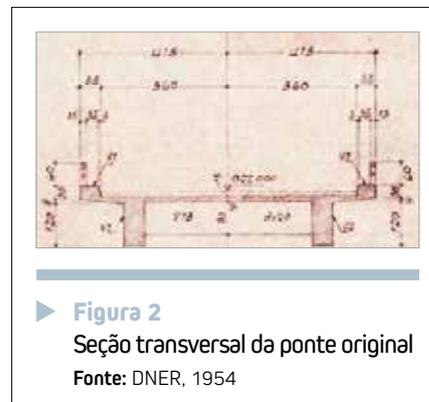
A ponte original, Classe 24 para trem-tipo de 240 kN, foi projetada em 1954, pelo extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. Possui comprimento de 80,0 metros, divididos em cinco vãos, além de balanços de 2,65 metros nas extremidades. Possuía largura total de 8,30 metros, sendo a superestrutura formada por uma laje maciça sobre duas vigas principais (Figura 2), apoiadas em seis pares de pilares, além de dezesseis transversinas. Os apoios intermediários são ligados por vigas-parade de contraventamento e sua infraestrutura era composta por doze tubulões. A estrutura da ponte possui ainda cortinas e alas nas extremidades e juntas de dilatação nos extremos do tabuleiro.

As intervenções de reabilitação da ponte foram realizadas no período de janeiro de 2002 a fevereiro de 2005 e tiveram por objetivo atender às novas exigências da rodovia BR-381, que passava por obras de duplicação. O projeto de reabilitação previa o aumento de sua largura total de 8,30 para 10,90 metros. Foi previsto também o reforço estrutural da ponte visando adequar o seu trem-tipo para 450 kN, a substituição do pavimento e das juntas de dilatação, a implantação de lajes de transição nas extremidades, a tro-

ca dos guarda-rodas e guarda-corpos por barreiras de segurança do tipo New Jersey, a implantação de drenos e pingadeiras, além de intervenções de recuperação da estrutura existente.

O método de alargamento adotado consistiu no acréscimo de largura da laje existente em 1,30 metros para cada lado, utilizando-se protensão transversal na parte superior do tabuleiro. Foi executada uma sobrelaje em concreto protendido, com espessura de 18 cm no meio do vão, com 160 cordoalhas de 7 fios do tipo CP190RB, diâmetro de 12,7 mm, dispostas a cada 50 cm, em bainhas plásticas corrugadas com 16 mm de diâmetro. Para a protensão, foram previstas ancoragens nas duas extremidades laterais da laje. A Figura 3 mostra os detalhes do alargamento da laje com protensão transversal.

Além do alargamento e reforço da laje, o projeto previa o reforço das duas longarinas através de protensão externa. Para a protensão, foram adotados cabos compostos por 8 cordoalhas de 7 fios, diâmetro de 15,2 mm, dispostas em bainhas de polietileno com diâmetro de 92 mm. Para a ancoragem dos cabos de protensão, foram implantados blocos de concreto armado, chumbados com barras de 20 mm coladas com resina epóxi, nas ligações das longarinas com as transversinas



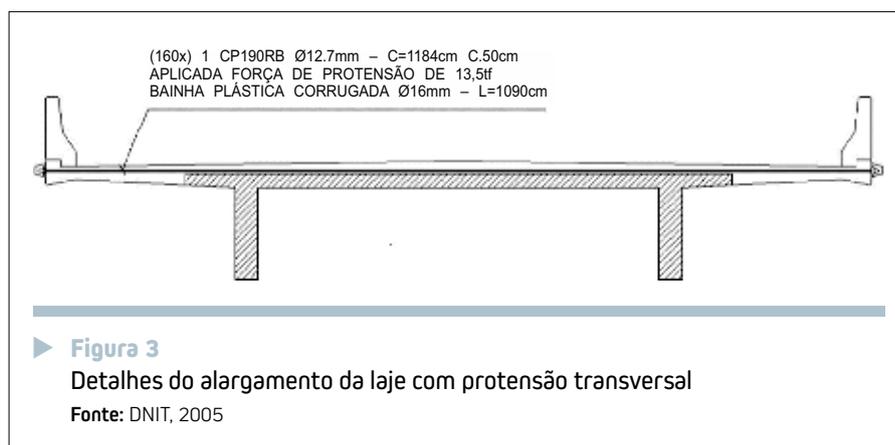
► **Figura 2**
Seção transversal da ponte original
Fonte: DNER, 1954

sobre os pilares extremos da ponte. O concreto utilizado em toda estrutura de protensão tinha resistência característica à compressão $f_{ck} \geq 30$ MPa e o cobrimento de armadura especificado era de 3,0 cm. A Figura 4 apresenta os detalhes do reforço das longarinas com protensão externa.

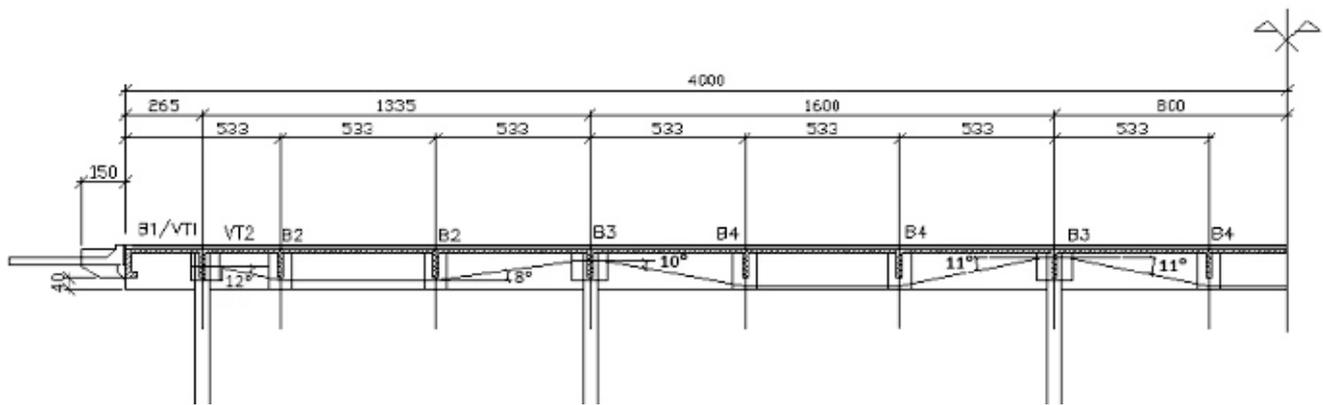
Foi previsto reforço estrutural apenas para os quatro pilares extremos, através do aumento da seção transversal, de 50 x 60 cm para 80 x 85 cm. A resistência característica à compressão do concreto utilizado neste reforço era de 20 MPa e o cobrimento de armadura especificado era de 3,0 cm. O projeto não previa nenhum tipo de reforço para infraestrutura dos apoios existentes.

3. DESCRIÇÃO DA PONTE NOVA

A ponte nova (Classe 45 com trem-tipo de 450 kN), projetada em 1997



► **Figura 3**
Detalhes do alargamento da laje com protensão transversal
Fonte: DNIT, 2005



(a) Localização do cabo de protensão externa ao longo das longarinas



(b) Detalhe da ancoragem



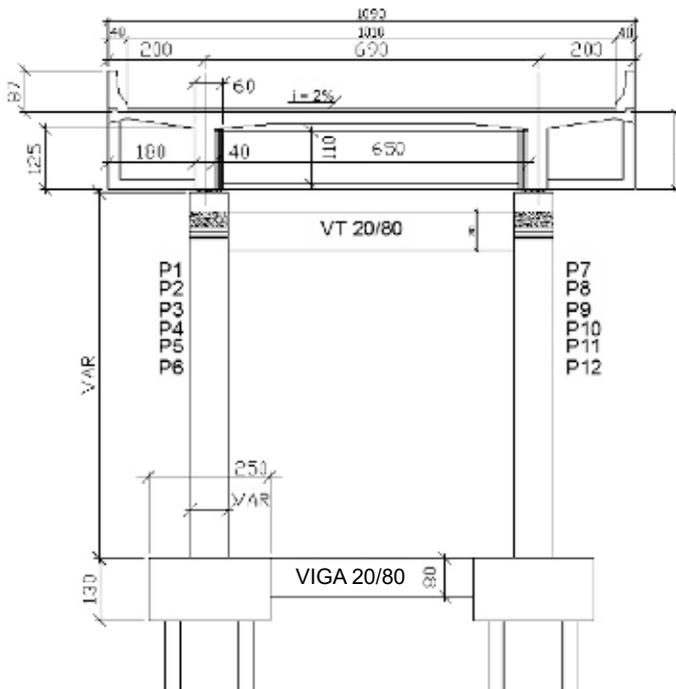
(c) Detalhe dos blocos e vigas na ancoragem



(d) Localização do cabo de protensão

► **Figura 4**
Detalhes do reforço das longarinas com protensão externa

Fonte: DNIT, 2005



► **Figura 5**
Seção transversal da ponte nova

Fonte: DNER, 1954

pele Departamento de Estradas de Rodagem – DER/MG, possui 87,0 metros de comprimento, com cinco vãos de 16,0 metros cada, além de dois balanços de 3,5 metros nas extremidades. Adotou-se o mesmo sistema estrutural e a mesma seção transversal após as intervenções de reabilitação da ponte original. Sua fundação é composta por doze blocos ligados por vigas sendo cada um apoiado em quatro estacas do tipo raiz (diâmetro de 300 mm nos apoios extremos e 400 mm nos demais). A obra foi implantada no período de janeiro de 2002 a novembro de 2003. A Figura 5 mostra a seção transversal com as características geométricas da ponte nova.

4. RESULTADO DAS INSPEÇÕES

As pontes foram vistoriadas no dia 28 de julho de 2017, por meio de inspeções visuais, seguindo os





(a)



(b)



(c)

► **Figura 6**

Condições da pista de rolamento. (a) Vista geral da pista de rolamento; (b) Junta de dilatação danificada e indevidamente reparada com massa asfáltica; (c) Acúmulo de detritos no acostamento e sobre a junta de dilatação

critérios estabelecidos pelas normas ABNT NBR 9452 (ABNT, 2016) e DNIT 010/2004 – PRO (DNIT, 2004b), com o objetivo de avaliar o estado atual das duas pontes. Serão apresentados a seguir os principais danos ou anomalias identificados em cada uma das pontes avaliadas.

4.1 Inspeção realizada na ponte reabilitada

As juntas de dilatação estavam deterioradas, causando desconforto ao motorista/usuário e, ao mesmo tempo, possibilitando a infiltração de água da pista nos elementos da superestrutura.

Existiam detritos no acostamento e sobre as juntas de dilatação, que propiciam o acúmulo de umidade e podem obstruir algum dispositivo de drenagem da ponte. A Figura 6 mostra as condições da pista de rolamento, incluindo dispositivos de sinalização e segurança viária.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

► **Figura 7**

Principais danos identificados na superestrutura. (a) Vista inferior do tabuleiro; (b) Pontos de corrosão de armadura na laje; (c) Falha nos drenos; (d) Concreto deteriorado na extremidade lateral da laje, devido à falha na pingadeira; (e) Armaduras expostas na face inferior das vigas principais; (f) Deslocamento e armadura exposta na longarina



(a)



(b)



(c)

► **Figura 8**
Situação da infra e mesoestrutura. (a) Vista dos pilares extremos; (b) Vista dos pilares intermediários; (c) Desgaste superficial nos tubulões submersos

Na superestrutura, foram identificados diversos pontos de percolação de água pela face inferior da laje nos balanços laterais, devido ao mau funcionamento de drenos e pingadeiras. Existiam ainda alguns deslocamentos pontuais provocados por corrosão de armadura. Nas longarinas, verificou-se a existência de armaduras expostas em sua face inferior. Esses danos são mostrados na Figura 7.

As vigas de contraventamento dos pilares receberam a adição de nova camada de argamassa e os pilares extremos receberam acréscimo de seção transversal, deixando-os em excelente

estado de conservação. A infraestrutura encontra-se aparentemente em bom estado de conservação, existindo apenas um desgaste superficial provocado por erosão nos tubulões dos apoios submersos e nas cintas que unem esses elementos. A Figura 8 mostra a situação da infra e mesoestrutura.

4.2 Inspeção realizada na ponte nova

O principal dano identificado nesta ponte refere-se a um leve degrau existente no encontro do tabuleiro com o

terrapleno, que provoca desconforto ao motorista/usuário e acréscimo no impacto da carga acidental. Existiam ainda pequenas irregularidades e alguns remendos no pavimento. As juntas de dilatação se encontravam deterioradas, possibilitando a infiltração de água da pista. Existiam detritos e vegetação no acostamento e sobre as juntas de dilatação, que propiciam o acúmulo de umidade, a biodeterioração do concreto e a obstrução de drenos da pista. A Figura 9 mostra as condições da pista de rolamento, incluindo dispositivos de sinalização e segurança viária.



(a)



(b)



(c)

► **Figura 9**
Condições da pista de rolamento. (a) Vista geral da pista de rolamento; (b) Degrau existente entre o tabuleiro e o terrapleno e acúmulo de detritos sobre a junta de dilatação; (c) Junta de dilatação deteriorada e obstruída por revestimento asfáltico



A superestrutura da ponte nova apresentou somente danos relacionados ao parâmetro da durabilidade. Os principais danos se concentraram nos balanços laterais da laje, onde existem diversos pontos de percolação de água pela face inferior da mesma, devido ao mau funcionamento de drenos e pingadeiras. Essa exposição indevida está causando, além de manchas escuras, a deterioração do concreto em alguns pontos da laje. Verificou-se a ocorrência de diversas fissuras de retração na laje e nas faces laterais das longarinas, que já foram recuperadas, mas em alguns locais houve reincidência. Foi observado ainda o surgimento de manchas de eflorescência na face inferior de uma longarina. Os principais

danos identificados são mostrados na Figura 10.

Os elementos da mesoestrutura estavam em ótimas condições de conservação. A infraestrutura encontra-se aparentemente em bom estado de conservação, considerando que não há nenhum sinal de recalque ou deslocamento de fundação em toda a ponte. Foi detectado apenas um desgaste superficial do concreto, devido à erosão, nos blocos de fundação e na proteção das estacas aparentes. A Figura 11 mostra a situação da infra e mesoestrutura da ponte nova.

5. ANÁLISE COMPARATIVA DE DESEMPENHO

A Figura 12 mostra as notas técnicas

atribuídas a cada ponte, de acordo com os critérios estabelecidos pela norma ABNT NBR 9452 (2016).

Observa-se que a ponte reabilitada obteve melhores notas nos parâmetros estrutural e funcional, devido ao desnível existente na saída da ponte nova e apresentou um desempenho inferior somente no parâmetro da durabilidade. De acordo com as classificações obtidas, foram recomendadas ações de médio prazo para correção das anomalias que afetam a durabilidade da ponte reabilitada e também para os defeitos identificados na ponte nova.

6. CONCLUSÕES

Analisando os dados obtidos durante as inspeções, verifica-se que a



► **Figura 10**

Principais danos identificados na superestrutura. (a) Vista inferior do tabuleiro; (b) Concreto deteriorado na extremidade lateral da laje, devido à falha na pingadeira; (c) Falha no funcionamento dos drenos; (d) Falha de concretagem na face inferior da laje; (e) Fissuras de retração nas vigas principais, já recuperadas; (f) Manchas de infiltração e eflorescência na face inferior de uma viga principal



(a)



(b)



(c)



(d)

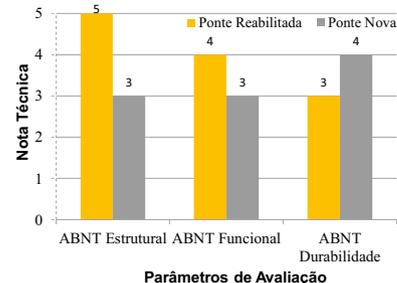
► Figura 11

Situação da infra e mesoestrutura. (a) Vista dos pilares extremos; (b) Vista dos pilares intermediários; (c) Desgaste superficial do concreto nos encamisamentos das estacas expostas e nos blocos de fundação; (d) Acúmulo de galhos e detritos nos blocos de fundação

ponte reabilitada teve um desempenho ligeiramente superior à ponte nova no que se refere ao nível de deterioração. Assim, pode-se concluir que as intervenções de alargamento e reforço, especificamente, foram eficazes neste caso.

A solução adotada para reforço da superestrutura com protensão externa das longarinas e protensão transversal da laje contribuiu ainda para o aumento

da sua vida útil, pois ao aplicar a força de compressão nesses elementos, as fissuras existentes foram eliminadas e evitou-se o surgimento de novas fissuras no concreto. Além disso, o aumento da seção transversal dos pilares extremos contribuiu para o tratamento dos danos existentes e também para o aumento de sua vida útil ao incorporar novas armaduras e camadas de cobrimento com espessuras adequadas.



► Figura 12

Notas técnicas atribuídas às duas pontes

Verificou-se a ocorrência de danos comuns às duas pontes. Os sistemas de drenagem se mostraram ineficientes, não conseguindo atingir o objetivo de coletar a água pluvial da pista e proteger a superestrutura das pontes. As juntas de dilatação de ambas as pontes apresentam danos que comprometem a durabilidade da estrutura e causam desconforto aos motoristas. Constataram-se esses mesmos danos em estudo de caso similar realizado por Carvalho e Calixto (2018).

Por fim, nota-se a necessidade de uma maior atenção às atividades de manutenção das pontes. Essas, além de garantir a segurança e o conforto dos usuários da rodovia através da execução de serviços de limpeza de pista, devem contemplar também pequenos serviços corretivos, com baixo custo e grande impacto na durabilidade da estrutura. 📌

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro, 2016.
- [2] CARVALHO, D.M.; CALIXTO, J.M.F. Análise da Eficácia das Intervenções de Reabilitação da Ponte Sobre o Ribeirão Mateus Leme na Rodovia BR-262. 60º Congresso Brasileiro do Concreto. Foz do Iguaçu, PR, 2018.
- [3] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Manual de Inspeção de Pontes rodoviárias. Rio de Janeiro, 2004a.
- [4] _____. Norma DNIT 010/2004 – PRO – Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004b.
- [5] VITÓRIO, J.A.P.; BARROS, R.M.M.C. A utilização do Eurocódigo em Projetos de Alargamento e Reforço de Pontes Rodoviárias de Concreto. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, RJ, 2014.



Dimensionamento de sistema de reforço à flexão com materiais compósitos segundo a técnica EBR

GLÁUCIA MARIA DALFRÉ – PROFESSORA
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS (UFSCAR)

ALEXANDRE ALVES – PROFESSOR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC (UFABC)

ANA CAROLINA FÁVERO DE OLIVEIRA – ENGENHEIRA CIVIL

I. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, questões voltadas para a durabilidade de estruturas, envolvendo conceitos relativos à manutenção, reforço e reparo, estão cada vez mais comuns. A ação do intemperismo, a ausência de inspeção regular e de manutenções preventivas, os erros de projeto e de construção, as mudanças de utilização, a alteração de normas e códigos – após a realização do dimensionamento – com imposições mais severas do que as anteriormente em vigor exigiam são algumas das causas que contribuem constantemente para o aumento das questões voltadas para o reforço e recuperação de estruturas.

Nesse sentido, diversas pesquisas foram realizadas para o desenvolvimento de novas tecnologias que tornem as estruturas mais eficientes e seguras, com o objetivo de inseri-las na indústria da construção civil. Para tanto, tornou-se necessário o desenvolvimento de novos materiais e de técnicas que sejam rápidas, simples e que minimizem seus efeitos estéticos na arquitetura.

Dentre o desenvolvimento de novos materiais, um maior destaque foi

dado à utilização de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF ou FRP, *Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa), que podem substituir, com vantagens técnicas e econômicas, os materiais tradicionais utilizados nas técnicas convencionais de reforço estrutural. Segundo Fernandes (2016), os compósitos de FRP estão sendo cada vez mais utilizados para reforço de estruturas, sejam elas de concreto armado e protendido, sejam de aço, alvenaria ou madeira. Isso porque esses materiais possuem excelentes propriedades mecânicas, destacando-se a alta resistência e o alto módulo de elasticidade, o baixo peso próprio e, principalmente, a resistência à corrosão (OBAIDAT *et al.*, 2010). Os compósitos de FRP são materiais contínuos formados por dois componentes: as fibras, responsáveis por proporcionar resistência e rigidez, e a matriz polimérica, constituída por resina, responsável por ligar as fibras entre si e protegê-las dos agentes agressores ambientais (MACHADO e MACHADO, 2015). As fibras mais comuns utilizadas nos FRP são as de vidro, aramida e carbono, sendo seus respectivos compósitos denominados

GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa), AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa) e CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymers*, em língua inglesa). Dos três compósitos citados, o de fibra de carbono é o mais utilizado em meio às intervenções de reforço, apresentando-se com as melhores propriedades quando comparado aos compósitos de fibra de vidro e aramida, possuindo como principais vantagens a resistência à ação de agentes químicos e a imunidade à corrosão.

Por sua vez, entre as técnicas de aplicação dos compósitos de FRP, duas destacam-se. A primeira, conhecida como técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*, em língua inglesa), baseia-se na colagem externa do compósito de FRP ao substrato do elemento a reforçar, podendo ser usada tanto no reforço à flexão, cisalhamento, torção e encamisamento de seções. A segunda técnica é relativamente nova, surgiu como alternativa a algumas deficiências da técnica EBR, e é conhecida como técnica NSM (*Near Surface Mounted*, em língua inglesa). Esta técnica se baseia na inserção de laminados

ou barras no concreto de cobrimento do elemento a reforçar, podendo ser usada tanto no reforço à flexão quanto ao cisalhamento.

Em ambas as técnicas, a aplicação das mantas e dos laminados é realizada com o auxílio de um adesivo a base de epóxi, que proporciona aderência entre o material de reforço e o substrato de concreto. Esse adesivo apresenta-se em forma bicomponente e, quando misturado, permanece na fase líquida por um curto período de tempo – dependendo de seu *pot-life* – e, após a cura, se solidifica, alcançando boas propriedades mecânicas (SOUZA e RIPPER, 2009).

No que diz respeito a normas que abrangem modelos analíticos de reforço estrutural, utilizam-se as normas japonesa, norte-americana, australiana e europeia devido à inexistência de normas brasileiras sobre o tema.

2. MATERIAIS COMPÓSITOS DE FRP

Os materiais são considerados como compósitos quando constituídos por dois ou mais constituintes diferentes. Em seu processo de fabricação cria-se um novo material, que apresenta propriedades combinadas de seus constituintes em uma situação individual. No campo do reforço estrutural, os compósitos de FRP (*Fiber Reinforced Polymers*) são formados basicamente por fibras contínuas de elevadas resistência embebidas em uma matriz polimérica (Figura 1). São materiais heterogêneos e anisotrópicos. Quando submetidos a tensões, possuem um comportamento elástico linear até a sua ruptura (Figura 2).

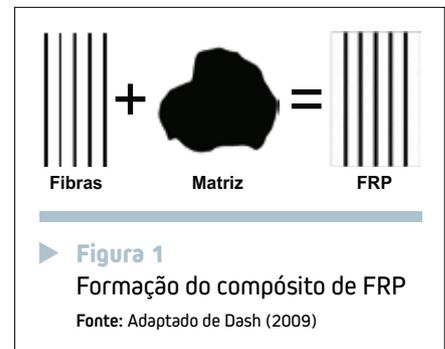
Esses materiais podem ser encontrados em diversas geometrias, o que facilita sua adaptação em qualquer

tipo de superfície, tornando-os ainda mais atraentes para o reforço de elementos estruturais.

2.1 Matriz

A matriz polimérica é um dos componentes dos materiais compósitos de FRP. Ela pode ser classificada como termoendurecível ou termoplástica. As resinas termoendurecíveis são aquelas curadas pela ação do calor ou tratamento químico, e que, após a cura, transformam-se em um produto infusível e insolúvel, ao contrário das resinas termoplásticas que são recicláveis e podem ser fundidas (SILVA, 2014).

Segundo Carolin (2003), as resinas mais comumente utilizadas nos materiais compósitos para reforço estrutural são as termoendurecíveis, como o poliéster, éster-vinílico, uretano metacrilato, fenol e epóxi. Elas oferecem diversas vantagens, destacando-se a baixa viscosidade, o que permite uma fácil impregnação das fibras, boa propriedade adesiva, resistência a ataques químicos e boa estabilidade térmica. No caso das resinas epóxi, elas representam uma importante classe das resinas



termoendurecíveis, uma vez que apresentam excelente aderência a diversas fibras e baixa retração durante seu processo de cura. Geralmente, as resinas epóxi utilizadas na engenharia estrutural são encontradas em formulações do tipo bicomponente, composta por um agente principal e um catalisador (SOUZA e RIPPER, 2009).

Uma das principais funções da matriz polimérica nos materiais compósitos de FRP é proporcionar a união das fibras e auxiliar na distribuição de tensões. Quando uma força externa é aplicada no compósito, a matriz age em todo o meio, transmitindo e distribuindo os esforços. Outro papel importante da matriz está na proteção das fibras contra ação deletéria do meio ambiente. Ela é capaz de criar uma barreira contra

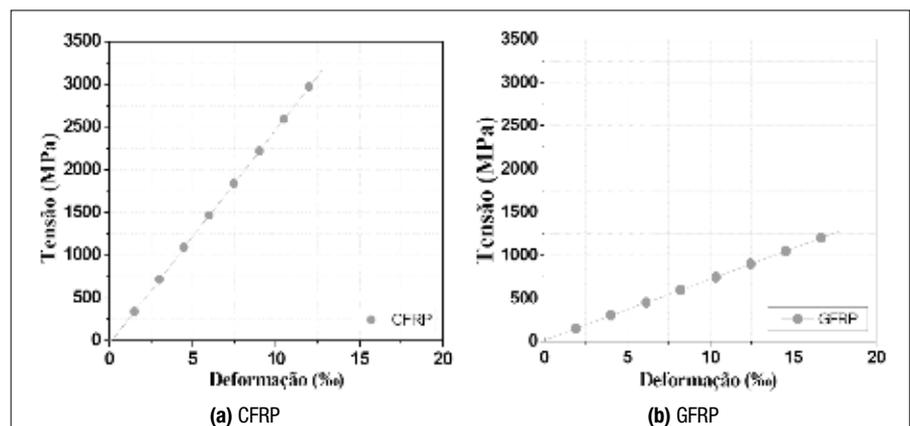
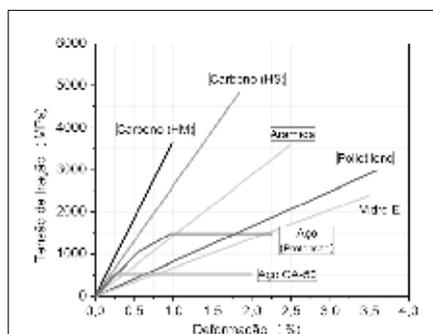


Figura 2
Comportamento tensão versus deformação de FRPs
Fonte: Ferreira (2019), Oliveira (2019)





► **Figura 3**
Diagrama tensão versus deformação das fibras e metais
 Fonte: Adaptado de Beber (2003)

o meio externo, evitando ataques físicos e químicos (ACI 440.2R, 2017).

2.2 Fibras

As fibras são os principais componentes dos compósitos de FRP. Elas são as principais responsáveis por resistirem aos esforços de tensão em função de sua elevada resistência e rigidez. As fibras podem estar orientadas em uma direção, formando os compósitos unidirecionais, ou em várias direções, dando origem aos compósitos bi ou multidirecionais. Essas direções das fibras estão associadas com as propriedades mecânicas dos compósitos de FRP. No caso dos compósitos unidirecionais, suas tensões são máximas quando o mesmo sofre esforços em sua direção longitudinal.

Usualmente, as fibras mais utilizadas na indústria da construção civil são as de carbono, vidro e aramida. Vale destacar que as propriedades físicas e mecânicas podem variar para cada tipo de fibra. As fibras de carbono são mais rígidas, duráveis e apresentam um custo maior. Por outro lado, as fibras de vidro possuem uma menor resistência e rigidez, porém, possuem um menor custo. Já as fibras de aramida possuem características similares entre as fibras de vidro e as de carbono. A Figura 3 apresenta uma comparação do comportamento tensão versus deformação de diferentes tipos de metais e fibras. Nota-se que as propriedades mecânicas da fibra de carbono, como resistência e rigidez, se sobressaem em relação às propriedades dos demais materiais abordados na Figura 3.

O alto módulo de elasticidade, combinado com a alta resistência e baixo peso próprio (cerca de 18 kN/m³), tornam as fibras de carbono mais atraentes para o seu uso nos materiais compósitos de FRP. Dentre suas principais características, destacam-se: a resistência física à fadiga e a carregamentos cíclicos, além da resistência contra raios UV, umidade e corrosão. Todos esses fatores colaboram para que as fibras de carbono sejam consideradas de grande durabilidade frente a ambientes agressivos.

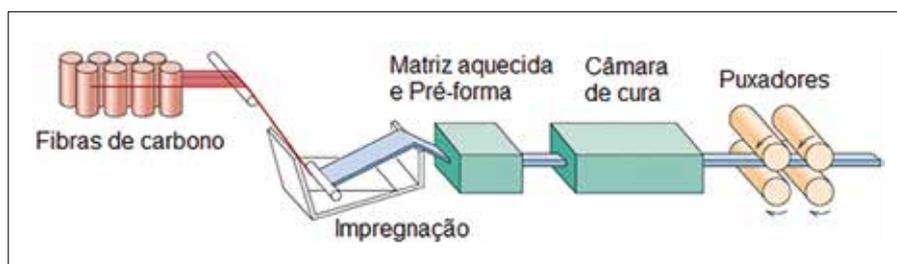
2.3 Compósitos

As fibras, quando embebidas nas matrizes poliméricas, formam os compósitos de FRP.

Dentre os vários sistemas de reforço com material compósito de FRP, os pré-fabricados e os curados *in situ* são os mais utilizados. No sistema pré-fabricado, as características mecânicas e físicas são garantidas pelos seus fabricantes. O FRP pode ser fornecido em diferentes dimensões, uma vez que, em seu processo de pultrusão, há o controle da largura e espessura do material compósito. Neste processo há uma combinação das ações de tração e extrusão, sendo as fibras impregnadas em um tanque de resina termorrígida, posteriormente esticadas e passadas em uma matriz aquecida, que promove sua cura e a forma do compósito de FRP (Figura 4) (DIAS, 2008).

Nesse sistema, as barras e os laminados semirrígidos (que substituem as tradicionais chapas metálicas) possuem maior destaque entre os produtos pré-fabricados, sendo que, em ambos, as fibras se encontram no sentido longitudinal (tipo unidirecional). A orientação unidirecional, juntamente com o esticamento das fibras, concede aos sistemas pré-fabricados de FRP uma maximização da resistência e rigidez na direção longitudinal.

Nos sistemas curados *in situ*, as fibras são dispostas em feixes contínuos no formato de fios, mantas ou tecidos, no estado seco ou pré-impregnado. A fabricação do compósito de FRP é realizada no local do reforço. Para isso, a fibra é totalmente impregnada com a resina de saturação e aplicada sobre um adesivo epoxídico previamente espalhado no substrato do elemento a ser reforçado. Só após a cura da resina



► **Figura 4**
Processo de pultrusão das fibras
 Fonte: Adaptado de Callister Jr. (2007)

é que se obtém o material compósito de FRP.

Os sistemas curados *in situ* ainda podem ser classificados de acordo com sua orientação, podendo ser unidirecionais (mantas) ou multidirecionais (tecidos). Segundo Machado e Machado (2015), a espessura final do compósito de FRP curado *in situ* é inferior à do pré-fabricado, sendo difícil de ser medida. Além disso, as mantas e os tecidos diferem das barras e dos laminados pré-fabricados por serem materiais flexíveis capazes de se adaptarem com facilidade a qualquer tipo de superfície.

3. REFORÇO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Com avanço no uso dos FRPs, surgiram algumas técnicas de aplicação em vigas de concreto armado, divididas

em técnica EBR, que parte do princípio da colagem do compósito de FRP na face externa da viga a ser reforçada, e a técnica NSM, com a qual o compósito de FRP ou barras são inseridas no concreto de cobertura do elemento. Dentre as técnicas de aplicação, a EBR tem sido amplamente estudada, possuindo uma quantidade significativa de trabalhos científicos e intervenções de reforço. Já, a técnica NSM, é mais recente e mostra-se como alternativa a algumas deficiências encontradas pela técnica EBR.

3.1 Técnica de reforço EBR

Trata-se de uma técnica bem fundamentada e bastante utilizada em intervenções de reforço devido a suas vantagens em relação à aplicação e desempenho

mecânico. Por meio desta técnica, é possível reforçar uma viga, tanto à flexão quanto ao cisalhamento. Para tal, basta realizar a colagem do FRP em locais específicos. Em relação ao reforço à flexão, a colagem se dá na face tensionada do elemento. No caso do reforço ao cisalhamento, a aplicação do FRP é realizada nas faces laterais (podendo se estender para outras faces, caso necessário). Em se tratando da aplicação do reforço com mantas de FRP segundo a técnica EBR, os seguintes passos são adotados (Figura 5): (a) preparo da superfície de concreto com desbaste da camada de nata de cimento superficial, localizada no substrato do concreto onde será realizada a colagem do sistema de reforço com compósito de FRP; (b) remoção dos resíduos com o auxílio de um compressor de ar para eliminação das partículas



► **Figura 5**

Procedimentos utilizados no reforço das vigas de concreto armado segundo a técnica EBR



soltas (deve-se atentar para que a superfície esteja limpa, isenta de poeira e gordura); (c) medição e corte das mantas de FRP de acordo com as dimensões requeridas (nesta etapa as mantas devem ser limpas e inspecionadas para que não haja nenhuma irregularidade); (d) aplicação de uma camada de *primer* para regularizar a superfície e melhorar a aderência entre o laminado ou manta de FRP e o substrato do concreto; (e) laminação da manta; (f) colagem das faixas de FRP com a resina epóxi, atentando para que as fibras fiquem alinhadas e isentas de bolhas de ar. Com relação à aplicação do sistema de reforço, as recomendações do fabricante devem ser seguidas cuidadosamente, levando em consideração o preparo do substrato, as dosagens, o modo de mistura e aplicação.

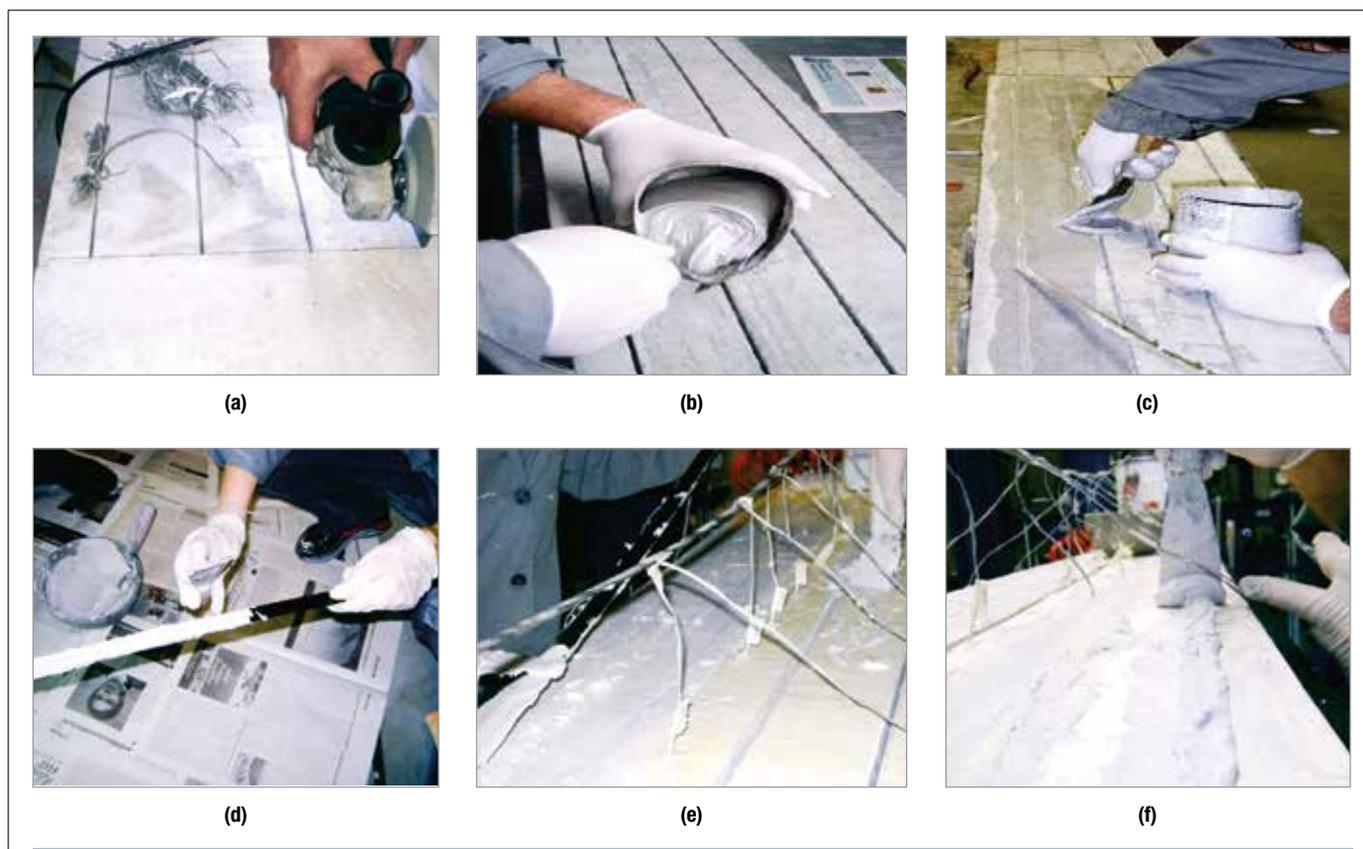
Apesar de a técnica de reforço EBR ser bastante consagrada, de prática simples e de fácil aplicação, proporcionando incrementos consideráveis no desempenho estrutural dos elementos reforçados, alguns pontos negativos devem ser levados em consideração. O primeiro diz respeito ao nível de aproveitamento do sistema de reforço. Geralmente, elementos externamente reforçados com o uso da técnica EBR apresentam modos de ruptura prematuros devido ao descolamento do sistema de reforço. Outro agravante do modo de ruptura prematuro está associado à sua fragilidade, que ocorre bruscamente sem aviso prévio para elevadas deformações.

O segundo ponto negativo da técnica EBR está relacionado ao fato de todo o sistema ficar localizado na parte

externa do elemento reforçado, suscetível a diversas situações de agressividade ambiental, como incêndios, variação de temperatura, radiação ultravioleta, umidade e vandalismo. Essa exposição pode degradar o FRP e reduzir consideravelmente a vida útil da estrutura reforçada.

3.2 Técnica de reforço NSM

Trata-se de uma técnica com um menor número de intervenções de reforço. Essa técnica baseia-se principalmente na inserção do material de reforço em entalhes abertos no concreto de cobertura. Os passos para aplicação desse sistema de reforço, apresentados na Figura 6, são: (a) abertura de entalhes no concreto de cobertura do elemento a reforçar e limpeza dos



► **Figura 6**
Procedimentos utilizados no reforço das vigas de concreto armado segundo a técnica NSM

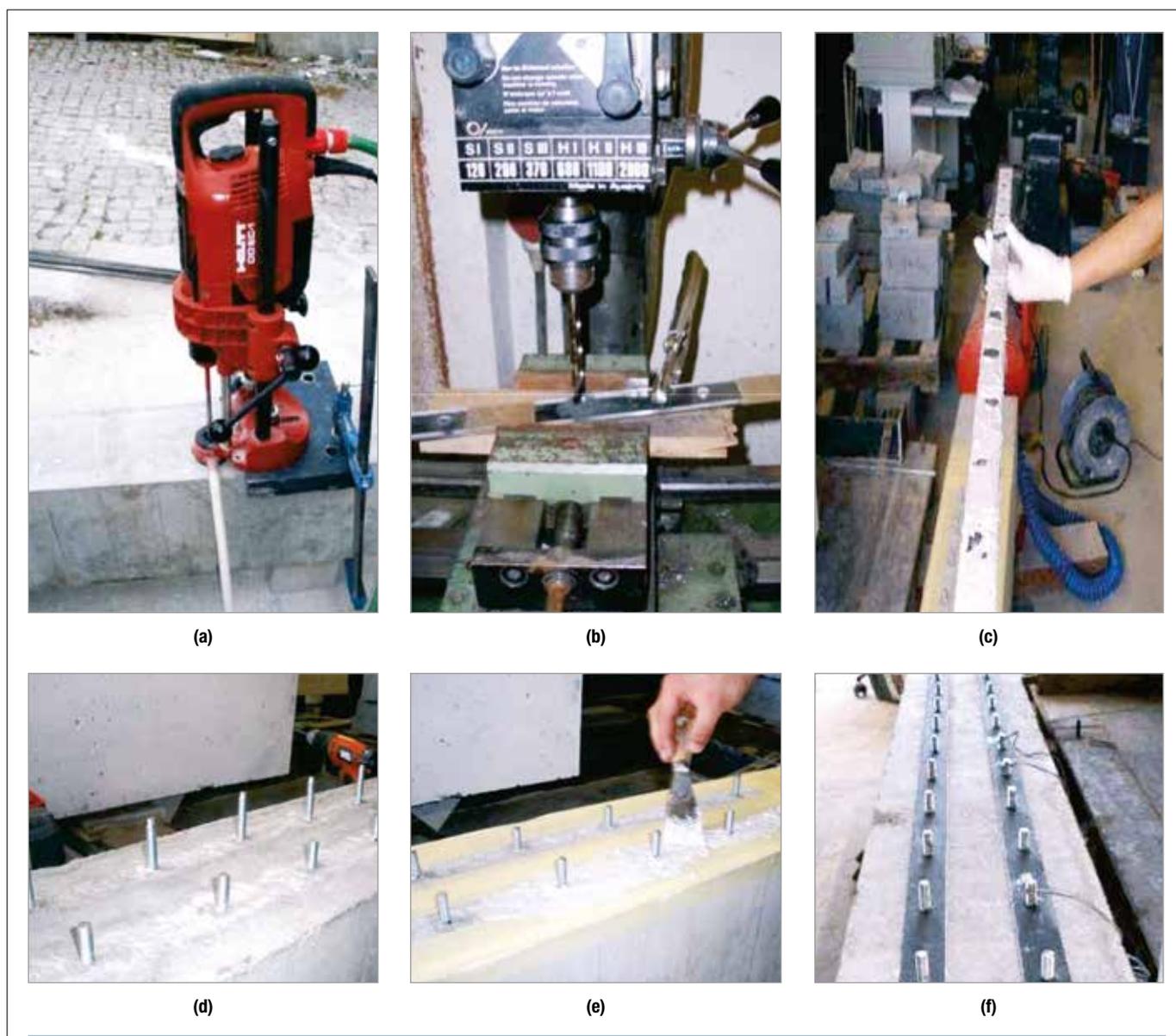
entalhes abertos com a utilização de ar comprimido; (b) produção do adesivo epóxi de acordo com as recomendações do fabricante; (c) corte do FRP ou barras, limpeza com acetona e preenchimento dos entalhes com o adesivo epóxi; (d) aplicação de uma camada de adesivo epóxi nas faces do FRP ou barras; (e) inserção do FRP ou barras nos entalhes feitos no concreto e (f) remoção do adesivo em excesso.

Comparado com a técnica EBR, o

sistema de aplicação NSM possui algumas vantagens, como, por exemplo: redução dos trabalhos de aplicação, uma vez que não há necessidade de uma preparação rigorosa da superfície, apenas a abertura dos entalhes; menor propensão à descolagem prematura; facilidade de ancoragem, o que previne as falhas por descolagem, principalmente em elementos reforçados à flexão; menor exposição do sistema de reforço a agentes externos – ações me-

cânicas, desgaste, vandalismo, fogo e impactos acidentais; e preservação da estética da estrutura reforçada (COELHO, SENA-CRUZ e NEVES, 2015).

Em relação ao reforço à flexão, estudos experimentais realizados verificaram que a técnica NSM proporciona aos elementos reforçados maior mobilização do material de reforço, maiores incrementos na capacidade de carga e maior aumento na rigidez quando comparado com a técnica EBR.



► **Figura 7**

Procedimentos utilizados no reforço das vigas de concreto armado segundo a técnica MF-EBR

3.3 Técnica de reforço MF-FRP e MF-EBR

Falhas de dimensionamento e aplicação das técnicas EBR e NSM podem conduzir à fragilidade de ruptura dos elementos reforçados. Na primeira técnica, isso ocorre devido ao des-tacamento do FRP do substrato de concreto. Já, na segunda, dá-se pela desintegração do concreto de cobri-mento reforçado. Por esse motivo, as pesquisas têm concentrado esforços em estudos de formas de ancoragem do sistema de reforço com o uso de parafusos metálicos.

Neste sentido, segundo Coelho *et al.* (2011), duas técnicas de reforço alternativas às anteriores foram desenvolvidas, as quais receberam a designação na língua inglesa de *Mechanically Fastened-FRP* (MF-FRP) e *Mechanically Fastened and Externally Bonded Reinforcement* (MF-EBR).

A técnica MF-FRP se baseia no uso de compósitos ou laminados multidirecionais, ancorados única e exclusi-vamente com o uso de parafusos me-tálicos ao substrato de concreto a ser reforçado. Uma variação desta técnica

recebe o nome de MF-EBR (Figura 7) e consiste no uso, simultâneo, de um sistema baseado na colagem e ancora-gem, por meio de parafusos, de com-pósitos ou laminados multidirecionais no elemento a ser reforçado. Esta téc-nica é baseada na: (a) perfuração dos pontos que receberão a ancoragem mecânica; (b) perfuração dos compósi-tos bidirecionais; (c-e) confecção da re-sina epóxi e sua aplicação na superfí-cie do compósito e no substrato de con-creto escarificado e limpo; (f) posicio-namento do compósito, com remoção do adesivo em excesso, e fixação de porcas e arruelas.

Embora ambas as técnicas atinjam grandes níveis de ductilidade de incre-mento de carga, seu dimensionamento ainda não é apresentado em nenhuma das normas vigentes.

4. RECOMENDAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO À FLEXÃO SEGUNDO A ACI 440.2R (2017)

As recomendações da norma ame-ricana ACI 440.2R (2017) para reforço à flexão com o uso da técnica EBR ou NSM são baseadas no princípio dos

estados limites, devendo atender tan-to aos estados limites de serviço (ELS) quanto os estados limites últimos (ELU).

O dimensionamento do reforço à flexão segundo a norma ACI 440.2R (2017) é baseado nas seguintes pre-missas: (a) os cálculos são baseados nas dimensões, arranjo interno das armaduras de aço e propriedades dos materiais do elemento a reforçar; (b) as deformações presentes no aço e no concreto são diretamente proporcio-nais à distância da linha neutra, ou seja, seções planas antes do carregamento permanecem planas após o carrega-mento; (c) não há escorregamento en-tre o reforço externo e o substrato de concreto, caracterizando uma aderên-cia perfeita; (d) a deformação de cisa-lhamento da camada de adesivo é des-considerada devido à mesma ser muito fina e apresentar pouca variação de espessura; (e) a deformação máxima permitida no concreto comprimido é de 3%; (f) a resistência à tração do concre-to é desconsiderada; e (g) o material de reforço FRP possui um comportamento elástico-linear até sua ruptura.

Em relação aos materiais interve-nientes, a norma ACI 440.2R (2017) es-tabelece que a ação ambiental deve ser considerada nas propriedades iniciais dos FRP devido à possibilidade de ex-posição aos diversos tipos de ambien-tes levar a degradação e redução das propriedades de tração, deformação última e resistência à fadiga dos ma-teriais compósitos. Assim, para o di-mensionamento, os FRPs sofrem uma redução em suas propriedades (tensão de tração máxima de projeto e defor-mação última fornecida pelo fabricante ou obtida em ensaios), de acordo com o tipo de exposição, por meio dos fato-res de redução ambiental (C_E), apresen-tados na Tabela 1.

► Tabela 1 – Fator de redução ambiental para os diferentes tipos de FRP e condições ambientais

Condição de exposição	Tipo de fibra	C_E
Exposição a ambientes internos	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Exposição a ambientes externos	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Exposição a ambientes agressivos	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Fonte: ACI 440.2R (2017)

Quanto maior a agressividade do ambiente em que o compósito de FRP está inserido, maior é o coeficiente de redução (C_E) (Tabela 1). A utilização do C_E torna-se necessária, uma vez que alguns compósitos de FRP são suscetíveis a ambientes úmidos, ambientes alcalinos, radiação ultravioleta (UV) e altas temperaturas. O valor do C_E ainda pode variar de acordo com o tipo de fibra utilizada no sistema compósito.

A Equação 1 apresenta a determinação da tensão de tração máxima de projeto do compósito de FRP (f_{fu}), que depende do coeficiente de redução ambiental (C_E), apresentado na Tabela 1, e da tensão de tração fornecida pelo fabricante do FRP ou obtida por meio de ensaios experimentais (f_{fu}^*).

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad 1$$

Similarmente à Equação 1, a deformação máxima de projeto (ϵ_{fu}) é determinada por meio da Equação 2, em que C_E é o coeficiente de redução ambiental e ϵ_{fu}^* é a deformação fornecida pelo fabricante ou obtida por meio de ensaios.

$$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon_{fu}^* \quad 2$$

Devido aos compósitos de FRP apresentarem comportamento linear até sua falha, o módulo de elasticidade de projeto (E_f) pode ser determinado pela Lei de Hooke, como mostra a Equação 3.

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\epsilon_{fu}} \quad 3$$

É importante observar que o coeficiente de redução (C_E) diminui apenas da tensão de tração máxima e da deformação última do compósito de FRP e não do módulo de elasticidade. No entanto, de acordo com os ensaios de caracterização encontrados na literatura, o módulo de elasticidade do FRP possui alteração quando comparado ao encontrado em

ensaios experimentais. Deste modo, recomenda-se a utilização de um sistema de proteção do reforço para impedir a possível degradação temporal de suas propriedades.

4.1 Estado limite último da seção reforçada

O equilíbrio de forças de uma seção retangular reforçada externamente com mantas de FRP é apresentado na Figura 8, onde d_f é a profundidade efetiva do reforço à flexão, d é a altura útil da seção, b é a largura da seção, A_f é a área da seção transversal da fibra de FRP, c a posição inicial da linha neutra, ϵ_c é o nível de deformação no concreto, ϵ_s é o nível de deformação na armadura de aço, ϵ_{fe} é a deformação efetiva de ruptura do FRP, ϵ_{bi} é a deformação pré-existente no concreto no momento da instalação do reforço, F_s é a força resultante na armadura tracionada, F_{fe} é a força resultante na fibra de FRP tracionada, F_c é a força resultante do concreto à compressão, β_1 é razão de profundidade do bloco retangular das tensões de compressão, α_1 é um parâmetro definido para seção retangular de blocos de concreto submetidos à compressão e f'_c é a resistência característica do concreto.

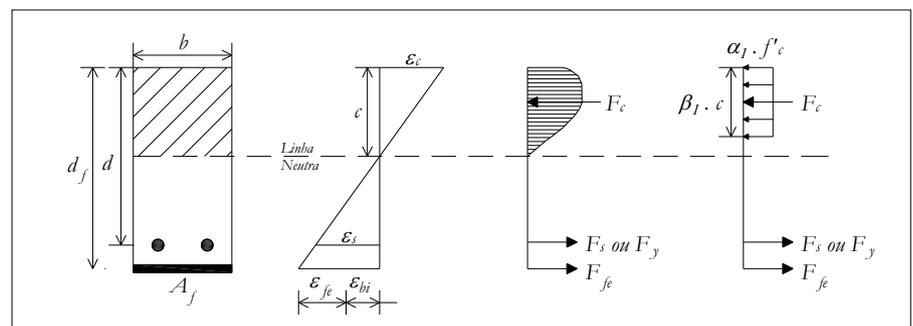
O código ACI 440.2R (2017) apresenta as formulações indicadas para o cálculo do máximo momento resistente de uma viga reforçada com a técnica EBR (Equações 4 a 16). Para se evitar que o modo de ruptura ocorra pela propagação de fissuras, tanto na flexão quanto no cisalhamento, a norma estabelece uma limitação da deformação do FRP, tal como apresenta a Equação 4, em que ϵ_{fd} é a deformação máxima permitida, f'_c é a resistência característica do concreto, n é o número de camadas de FRP e t_f é a espessura.

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \epsilon_{fu} \quad 4$$

Na sequência de cálculo, o código ACI 440.2R (2017) determina que seja arbitrada uma posição inicial da linha neutra (c), a fim de se determinar a deformação efetiva (ϵ_{fe}), com o uso da Equação 5, onde ϵ_{cu} é a deformação última do concreto. Uma vez que ϵ_{fe} foi obtida, conhecendo-se o módulo de elasticidade do FRP e aplicando-se a Lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \epsilon$), calcula-se a tensão de ruptura do FRP (f_{fe}) com o uso da Equação 6.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad 5$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \epsilon_{fe} \quad 6$$



► **Figura 8**
Equilíbrio de forças da seção reforçada
Fonte: ACI 440.2R (2017)



Assim, a deformação e a tensão na armadura longitudinal, além da deformação no concreto, são determinadas por meio das Equações 7 a 9, onde f_s é a tensão na armadura longitudinal, E_s é o módulo de elasticidade do aço, ε_s é o nível de deformação na armadura de aço, f_{yd} é a tensão de dimensionamento do aço e ε_{bi} é a deformação inicial no substrato de concreto no momento da aplicação do sistema de reforço.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d-c}{d_f-c} \right) \quad 7$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{yd} \quad 8$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{c}{d_f-c} \right) \quad 9$$

Com os níveis de tensão e deformação no FRP e na armadura longitudinal definidos, a norma ACI 440.2R (2017) estabelece que o equilíbrio interno da seção deve ser encontrado por intermédio das Equações 10 a 13, em que ε_c é a deformação máxima do concreto, E_c é o módulo de elasticidade do concreto e A_s é a área de aço da seção.

$$\varepsilon'_c = \frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} \quad 10$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \quad 11$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot \varepsilon_c^2} \quad 12$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad 13$$

Por fim, após a posição da linha neutra (c) atender simultaneamente as Equações 5 a 13, o momento resistente (M_n) do elemento reforçado é encontrado com o uso da Equação 14, onde Ψ_f é o fator de redução (0,85) baseado em análises de confiabilidade de elementos reforçados a flexão e F_f é a força resultante na fibra de FRP tracionada. Posteriormente, a ACI 440.2R (2017) estabelece que o momento resistente deve ser multiplicado pelo fator de redução (ϕ) da Equação 15, devido aos limites de ductilidade de elementos reforçados com a técnica EBR. Finalmente, por intermédio da Equação 16, encontra-se o momento resistente de cálculo (M_u).

$$M_n = F_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \Psi_f \cdot F_f \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad 14$$

$$\phi = \begin{cases} 0,90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \frac{0,25 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad 15$$

$$M_u = \phi \cdot M_n \quad 16$$

4.2 Tensão no aço e no FRP devido às cargas de serviço

Segundo as recomendações da ACI 440.2R (2017), deve-se, também, verificar os níveis de tensão no aço e no reforço FRP. Tal verificação é realizada de modo a evitar deformações inelásticas no aço e possíveis rupturas por fadiga e carregamento cíclico no reforço de FRP.

ras por fadiga e carregamento cíclico no reforço de FRP.

A tensão no aço sob as cargas de serviço ($f_{s,s}$) é determinada de acordo com a Equação 17, segundo a análise da seção fissurada de concreto armado reforçada. Recomenda-se que a tensão de serviço encontrada para o aço deva ser limitada em 80% de sua tensão característica de escoamento (f_{yk}), ou seja, $f_{s,s} \leq 0,80 \cdot f_{yk}$.

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} \cdot A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \frac{k \cdot d}{3} \right) \right] \cdot (d - k \cdot d) \cdot E_s}{A_s \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{k \cdot d}{3} \right) \cdot (d - k \cdot d) + A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \frac{k \cdot d}{3} \right) \cdot (d_f - k \cdot d)} \quad 17$$

Já a tensão no reforço de FRP sob as cargas de serviço ($f_{f,s}$) é dada pela Equação 18, na qual se deve considerar a tensão no aço ($f_{s,s}$) encontrada na Equação 17. O valor da tensão no reforço de FRP, dado pela Equação 18, deve obedecer aos limites impostos para cada tipo de material, de acordo com a Tabela 2 (ACI 440.2R, 2017).

$$f_{f,s} = f_{s,s} \cdot \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \cdot \frac{d_f - k \cdot d}{d - k \cdot d} - \varepsilon_{bi} \cdot E_f \quad 18$$

A Figura 9 apresenta uma síntese da metodologia de dimensionamento de vigas à flexão com o uso da técnica EBR.

5. CONCLUSÕES

Recentemente, assuntos relacionados à durabilidade, manutenção e reforço de estruturas de concreto armado têm se destacado em meio à indústria da construção civil. Neste cenário, materiais alternativos conhecidos como compósitos FRP (*Fiber Reinforced Polymer*, em língua inglesa) se destacam em obras de reforço estrutural, principalmente pelas suas excelentes propriedades mecânicas, como resistência, rigidez e baixo peso próprio.

► Tabela 2 – Carga de serviço e tensão cíclica limite para o reforço FRP

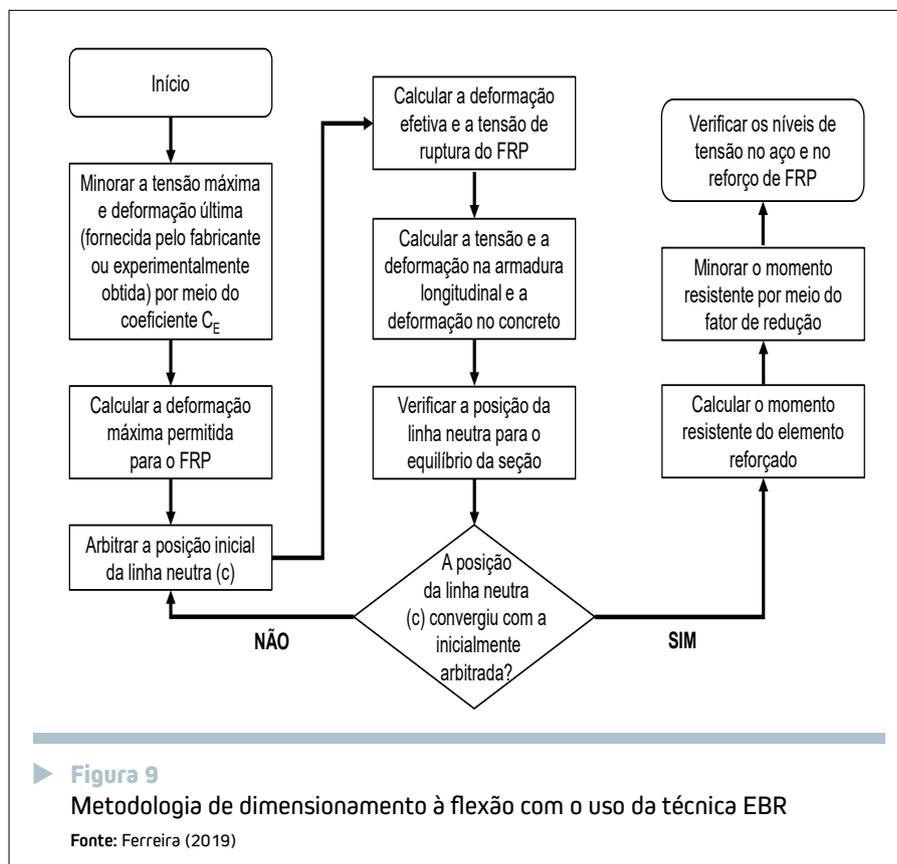
Tipo de tensão	Tipo de fibra		
	GFRP	AFRP	CFRP
Carga de serviço e tensão cíclica limite	0,20 f_{tu}	0,30 f_{tu}	0,55 f_{tu}

Fonte: ACI 440.2R (2017)

Por esse motivo, este trabalho fez uma breve apresentação das técnicas de reforço baseadas no uso de FRP, assim também como das principais fibras e resinas comumente utilizadas.

Para além disso, devido à inexistência de normas brasileiras, apresentou-se o modelo de dimensionamento de sistemas de reforço à flexão proposto pela norma ACI 440.2R (2017), uma das mais recentes recomendações sobre o tema.

Como visto, existem várias técnicas baseadas no uso de FRPs a serem utilizadas para o incremento da capacidade de carga dos elementos. Cabe ao projetista, juntamente com os demais envolvidos na ação de reforço, avaliar a melhor metodologia e material a ser utilizado, visando, sempre, à segurança e o bom desempenho do sistema de reforço. 



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI Committee 440.2R: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Michigan, USA, 2017.
- [2] BEBER, A. J. Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono. 2003. 317 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.
- [3] CALLISTER JR, W. D. Material science and engineering – An Introduction. 7 ed. John Wiley e Sons, 2007.
- [4] CAROLIN, A. Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural elements. 2003. 194 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Lulea University of Technology.
- [5] COELHO, M. R. F.; SENA-CRUZ, J. M.; NEVES, L. A. C. A review on the bond behavior of FRP NSM systems in concrete. Construction and Building Materials, v. 93, p. 1157-1169, 2015.
- [6] COELHO, M.; SILVA, L.; SENA-CRUZ, J.M.; BARROS, J. Estudo comparativo de diferentes técnicas no reforço à flexão de vigas de betão armado com recurso a CFRP's sob ações monotónicas e de fadiga. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. p. 1-18, 2011.
- [7] DASH, N. Strengthening of reinforced concrete beams using glass fiber reinforced polymer composites. 2009. 145 f. Tese (Mestrado em Tecnologia da Engenharia Estrutural) – National Institute of Technology, Rourkela.
- [8] DIAS, S. J. E. Investigação experimental a analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica de inserção de laminado de CFRP. 2008. 391 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [9] FERNANDES, P. M. G. Bond behaviour of NSM CFRP – Concrete systems: durability and quality control. 2016. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [10] FERREIRA, D. C. (2019). Durabilidade de vigas de concreto armado reforçadas com mantas de CFRP. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos.
- [11] MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP. São Paulo: Pini, 2015.
- [12] OBADAT, Y. T.; HEYDEN, S.; DAHLBLOM, O.; ABU-FARSAKH, G.; ABDEL-JAWAD, Y. Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates. Construction and Building Materials. v. 25, p. 591-597, 2010.
- [13] OLIVEIRA, M. C. (2019). Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com manta de GFRP. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos.
- [14] SILVA, J. R. Reforço híbrido à flexão de vigas "T" de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro. 2014. 276 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília.
- [15] SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. 1 ed. São Paulo: Pini, 2009.



Reforço de obras de arte especiais – OAEs com protensão externa

ALAIN BERTRAND – DIRETOR TÉCNICO E MESTRE

MILB ENGENHARIA/IPT

ERCIO THOMAZ – CONSULTOR EM CONSTRUÇÃO CIVIL E PROFESSOR DE Mestrado

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DE SÃO PAULO (IPT)

I. INTRODUÇÃO

As obras de Arte vêm sendo construídas desde os primórdios da humanidade, incluindo pontilhões, aquedutos, muros de contenção, diques e outros; segundo alguns autores o termo é sucessor da expressão “Obra de Artífice”. Obras de Arte Especiais são entendidas como as grandes obras de infraestrutura dos dias atuais, englobando as mais diversas modalidades de pontes e viadutos, passarelas, túneis e outras. Segundo o DNIT¹ são estruturas com proporções ou características peculiares.

Obras de arte, especiais ou não, em aço, concreto armado ou protendido, envelhecem. Se receberem manutenção adequada ao longo do tempo poderão ter vida útil centenária. Expostas ao tempo, às atmosferas agressivas dos dias atuais e a processos insuficientes de manutenção preventiva ou corretiva terão a vida útil abreviada, com repercussões sempre negativas dos pontos de vista da segurança (Foto 1) e dos altos custos de reparação (Foto 2).

Ao longo da vida útil, as intervenções nas estruturas podem contem-



► Foto 1
Apoio Gerber – ponte sobre o rio Tocantins (Porto Nacional – TO)

plar simples reparos visando manter as condições iniciais de capacidade portante, funcionalidade e durabilidade da obra, ou modificações importantes como a adequação estrutural para atendimento a cargas atualizadas dos trens-tipo, adequação geométrica para aumentar a capacidade de trá-

fego e outras, podendo ser utilizadas diversas técnicas para realização dos reforços e adequações.

Nos sistemas passivos, o reforço é realizado com acréscimo de seção, complementação de armaduras, colagem de chapas, de perfis metálicos ou de compósitos (fibras de



► Foto 2
Vão de ponte que liga a ilha de Santa Catarina ao continente

¹ DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. MANUAL DE CUSTOS DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES VOLUME 10 – CONTEÚDO 07 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS. BRASÍLIA, 2017.

carbono, aramida etc.), enquanto nos sistemas ativos são introduzidos esforços na estrutura através da imposição de deformações normalmente induzidas por protensão externa.

É importante salientar que em uma intervenção de reforço, independentemente da técnica utilizada, as fissuras e demais manifestações patológicas devem ser sanadas previamente, no intuito de promover ancoragem na região sã da estrutura existente, garantindo adequada transferência de esforços e efetivo funcionamento do reforço.

Para a elaboração de um projeto de reforço é importante compreender que a estrutura está previamente deformada e sob tensões iniciais, sendo que os sistemas de reforço constituirão inicialmente um carregamento adicional à obra e somente serão efetivos quando mobilizados (excetuando-se o caso de reforço ativo após deformações adicionais). Portanto, a solução adotada e a sequência de execução da obra interferem diretamente na forma como a obra reforçada se comportará.

A integridade, resistência e deformabilidade dos materiais integrantes da obra na época da execução do reforço deverão ser confirmadas por meio de ensaios semidestrutivos e não destrutivos, buscando-se avaliar no projeto de reforço os efeitos das deformações impostas (atividades para substituição de aparelhos de apoio, acomodações das fundações sob novos carregamentos, reação de apoio dos escoramentos etc.) e as cargas a serem efetivamente mobilizadas com a realização da protensão externa, objeto do presente artigo.

2. O REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA

A diferenciação do reforço com protensão externa em relação aos demais

métodos é sua imediata atuação, ou seja, a estrutura pré-existente passa a trabalhar em conjunto com os elementos de reforço assim que atuar o carregamento, sem a necessidade de deformações adicionais. Além do caráter ativo e do aumento da capacidade de carga, o reforço bem projetado e bem executado colabora para o aumento da rigidez do conjunto estrutural, redução da abertura de fissuras, das flechas e da vibração causada pelo tráfego, reduzindo a sollicitação à fadiga da obra de arte.

Não obstante as qualidades descritas anteriormente, este sistema de reforço promove pouco acréscimo de peso à estrutura, a menos quando é efetuado concomitantemente ao acréscimo de seção, sendo eficaz para reforços tanto à flexão quanto ao cisalhamento, que se dão pelo acréscimo da colaboração do concreto à tração e pela componente vertical em cabos poligonais.

Outra vantagem do processo é que na grande maioria dos projetos a execução da protensão externa pode ser realizada sem interferência com o tráfego, representando grande vantagem para os usuários e a operação da rodovia ou da ferrovia.

Algumas características deste tipo de obra de reforço merecem maior atenção, como o risco de corrosão sob tensão, a exposição às intempéries, a impactos acidentais, a atos de vandalismo e à ação do fogo dos elementos externos de reforço, além da acentuada concentração de tensões nos pontos de aplicação da carga e nas posições dos desviadores. Além disso, pode ocorrer considerável alteração das tensões atuantes no elemento reforçado, inclusive com risco de inversão de esforços, o que poderia até levar à ruína da estrutura.

Para evitar ou minimizar os riscos apontados, o detalhamento deve prever eficiente proteção das armaduras contra corrosão, por meio do emprego de cordoalhas engraxadas ou injeção de nata nas bainhas e previsão de raios de curvatura adequados nos desviadores, além do próprio dimensionamento das seções de concreto com vistas à proteção mecânica e à proteção contra ação do fogo das armaduras ativas.

O dimensionamento deve analisar cuidadosamente as diferentes sollicitações e as consequentes tensões nas seções em todas as etapas da obra de reforço e durante a fase de uso, prevendo o comportamento mecânico dos elementos de bloco nas ancoragens e desviadores e avaliando o impacto na estabilidade da estrutura na eventual perda do reforço por ação de vandalismo, acidente ou ocorrência de incêndio.

2.1 Técnicas de execução de protensão externa

O projeto de reforço pretendido pode ser concebido através de três técnicas distintas.

A primeira forma de executar o reforço é com a utilização de lâminas pré-fabricadas de fibras de carbono, ancoradas na estrutura com dispositivos metálicos que realizam seu pré-alongamento. No caso de Obras de Arte Especiais, tal método é pouco utilizado, em virtude da pequena capacidade da lâmina (da ordem de 17 tf) quando se considera o reforço de uma estrutura de grande porte. Outro senão desta técnica é a sensibilidade das fibras de carbono aos raios UV.

A segunda técnica a ser abordada é a execução de blocos de concreto adequadamente dispostos ao longo do elemento estrutural e que funcionam como



ancoragens e desviadores. Esses elementos, a serem muito bem engastados nas peças existentes, são dimensionados como consolos e suportam as bainhas de PEAD (Polietileno de Alta Densidade), onde normalmente são instalados cabos de 4 a 20 cordoalhas $\varnothing 15,2$ mm, com capacidade de carga de até 400 tf. Após a execução da protensão, os cabos são protegidos por injeção de nata de cimento, configurando maior rigidez à própria bainha e maior proteção à armadura protendida.

A terceira e última técnica de execução com protensão externa se faz com a instalação de monocordoalhas nuas ligadas à estrutura através de ancoragens e desviadores metálicos fixados na estrutura por barras de protensão roscadas. Posteriormente, a região das ancoragens, desviadores e cabos é envelopada com concreto para sua proteção contra agentes agressivos. Uma grande vantagem deste método é a utilização de macacos leves de pequeno porte. Pode-se citar como desvantagens do método a redução da excentricidade, o limite geométrico para instalação das cordoalhas e a necessidade de concretagem em toda a extensão do elemento reforçado.

2.2 Verificações pertinentes

Como não há norma brasileira que trate dos reforços externos ativos, os profissionais devem consultar normas internacionais, pesquisando procedimentos paralelos e adaptando-os à realidade da obra em estudo, ancorando suas decisões à luz do conhecimento disponível e do bom senso.

Independente da técnica utilizada para a execução do reforço com protensão, assim como em qualquer obra protendida, a estrutura reforçada necessita

ter as tensões verificadas em todas as fases construtivas, garantindo que não se excedam os limites tanto à tração quanto à compressão em nenhum momento e em nenhuma seção, respeitando-se o Estado-Limite Último de Compressão Excessiva e o Estado-Limite de Serviço de Formação de Fissuras.

Os blocos de ancoragem e desvio, em virtude de sua geometria, devem ser adequadamente dimensionados como elementos especiais conforme preconizado pela norma ABNT NBR 6118. Atenção especial deve ser dada às ancoragens desses blocos na estrutura principal, normalmente executadas com ancoragens químicas e mecânicas que transpassam as vigas, considerando-se inclusive efeitos de cisalhamento e/ou torção das peças que estarão recebendo ações transmitidas pelos blocos.

O elemento reforçado deve ser verificado para os Estados-Limites de Serviço de Descompressão, Formação de Fissuras ou Abertura de Fissuras e também devem ser realizados conforme o Nível de Protensão adotado (Total, Limitada ou Parcial) e para os Estados-Limites Últimos à Flexão e ao Cisalhamento.

Dada a particularidade da obra de reforço, é pertinente avaliar a necessidade de verificação da obra na situação de perda do reforço em virtude da ação de vandalismo, acidente ou pela ação do fogo. Um procedimento interessante para tal é a verificação no Estado-Limite Último para esforço solicitante equivalente à Combinação Quase Permanente, considerando a perda completa do reforço, algo similar ao previsto pela recomendação italiana CNR-DT200/2004 para reforço com fibras de carbono.

A estabilidade da estrutura no Estado-Limite Último, mesmo com a perda do reforço, viabiliza tanto a evacuação

da obra com segurança, preservando vidas, quanto a elaboração de projeto e execução de novo reforço que restabeleça suas condições de serviço.

2.3 Modelos de cálculo no Estado-Limite Último

Há diversos estudos que analisam o reforço de protensão externa. Almeida (2001) faz uma excelente revisão deles, indicando o modelo provavelmente mais antigo, o Método de Equilíbrio de Cargas, já utilizado por Leonhardt na década de 1950, considerando os pontos de aplicação dos esforços no momento da realização da protensão, como um carregamento externo que fará parte das devidas combinações de esforços para verificação da estrutura. Outros modelos foram propostos no final do século XX: BS8110 em 1985, Naaman e Alkhairi em 1991, Harajli em 1999 e pelo ACI 318 em 1999. Nesses métodos a maior parte das premissas são coincidentes:

- ▶ Hipótese de Navier: as seções permanecem planas após a deformação do concreto;
- ▶ A deformação máxima do concreto é de 3,5‰ (3,0‰ no caso do método do ACI);
- ▶ O concreto apresenta seções fissuradas no Estado-Limite Último, desprezando-se, portanto, sua resistência à tração;
- ▶ Desenvolve-se diagrama retangular de tensões no concreto;
- ▶ A tensão na armadura passiva deve ser obtida pelo produto da sua deformação unitária pelo módulo de elasticidade do aço até o limite de escoamento, a partir do qual a tensão no aço permanece constante;
- ▶ A armadura ativa de reforço deve ser considerada da mesma forma

que a armadura não aderente; sua tensão de trabalho será proporcional à sua deformação e dependerá da deformação de toda a viga;

- ▶ A deformação da viga entre ancoragens e desviadores não acompanha a deformação do cabo, em virtude de efeitos de segunda ordem;
- ▶ Deve-se considerar no cabo de reforço a tensão devida à protensão após perdas diferidas, acrescida da tensão oriunda do alongamento do cabo ocorrido devido à deformação do tabuleiro no Estado-Limite Último;
- ▶ A tensão final nos cabos protendidos terá um valor compreendido entre o valor equivalente à previsão de cabos não aderentes e à estimativa considerando cabos aderentes.

A diferença dos modelos se dá pela forma de calcular o acréscimo de tensão nos cabos ou barras protendidas e de avaliar o Momento Fletor de Ruptura da viga reforçada. Neste aspecto verifica-se:

- ▶ A Norma Britânica faz uma estimativa da deformação adicional no cabo de protensão, considerando plastificação do concreto em comprimento igual a dez vezes o valor da altura da linha neutra, indicando fórmula para este cálculo em função da relação do comprimento da viga dividida pela altura útil da protensão (L/d_p);
- ▶ Naaman e Alkhairi propuseram metodologia com coeficiente de redução das deformações para vigas biapoiadas devido à condição não aderente, variável conforme a fase analisada, à geometria do carregamento e do cabo, além da quantidade de desviadores (os autores indicam ainda a possibilidade de extrapolação para vigas contínuas, considerando a deformação do cabo uniformemente distribuída);

- ▶ Harajli propõe modelo baseado na compatibilidade de deformações, considerando a redução de altura útil em virtude da deformação da viga;
- ▶ O ACI 318 indica que, quando a tensão no cabo for no mínimo 50% da tensão última, a armadura pode ser calculada por fórmula que varia conforme a taxa de armadura pretendida, observando-se ainda determinados critérios.

Num excelente trabalho de mestrado da USP de São Carlos em 2001, Tatiana Gesteira Martins de Almeida, orientada pelo professor João Bento de Hanai, descreve esses métodos de cálculo, comparando-os com o resultado de ensaios experimentais. Nele foram comparadas as forças no cabo de protensão e o momento fletor atuante no momento da ruptura com os valores teoricamente previstos conforme os diversos modelos.

O Método de Forças Equivalentes indicou valores de força no cabo de protensão e de momento na ruptura da ordem de 30 a 40% inferiores ao obtido nos ensaios, demonstrando ser um

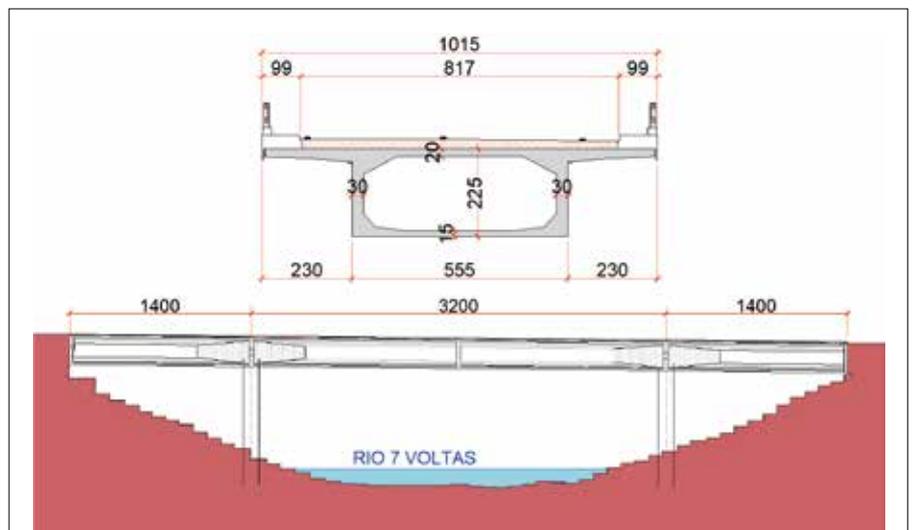
método relativamente antieconômico, mais em favor da segurança.

A proposta contida na norma britânica levou a estimativas da ordem de 10% acima da força atuando no cabo e 15% abaixo dos momentos fletores de ruptura, demonstrando o método, apesar da divergência dos resultados, aproximação relativamente boa com a realidade.

Os modelos de Naaman e de Harajli estimaram valores da ordem de 20 a 30% abaixo das forças resultantes nos cabos protendidos, contra a segurança, portanto, e desvios desprezíveis para as estimativas dos momentos fletores resistentes, demonstrando também, apesar da divergência, boa aproximação com a realidade.

Finalmente, o modelo do ACI apresenta desvios convergentes de aproximadamente 15% a favor da segurança, tanto para a estimativa das forças atuando nos cabos protendidos como para a previsão do momento fletor no momento da ruptura.

A autora do trabalho entende os modelos de Naaman e Alkhairi de 1991 e



▶ **Figura 1**
Ponte sobre o rio Sete Voltas: seções da situação original
Fonte: o autor





► **Foto 3**
Ponte sobre o rio Sete Voltas: antes e depois do alargamento



► **Foto 4**
Ponte sobre o rio Sete Voltas: vistas inferior e interna do caixão

de Harajli de 1999 como os mais adequados. Deve-se, contudo, observar que o modelo do ACI apresenta desvios similares para as duas grandezas estimadas, portanto, com maior coerência.

Além da convergência de desvios nas grandezas estimadas, o método do ACI traz consigo duas características que dão maior conforto ao profissional durante a elaboração do projeto: a diferença constatada se traduz numa diferença em favor da segurança, quando comparado com o modelo experimental, e as ponderações para estimativa dos esforços correspondem àqueles da versão de 2014 da norma ABNT NBR 6118.

3. CASO ILUSTRATIVO: PONTE SOBRE O RIO SETE VOLTAS, EM SANTA CATARINA

Um exemplo deste tipo de reforço é a ponte sobre o rio Sete Voltas, em

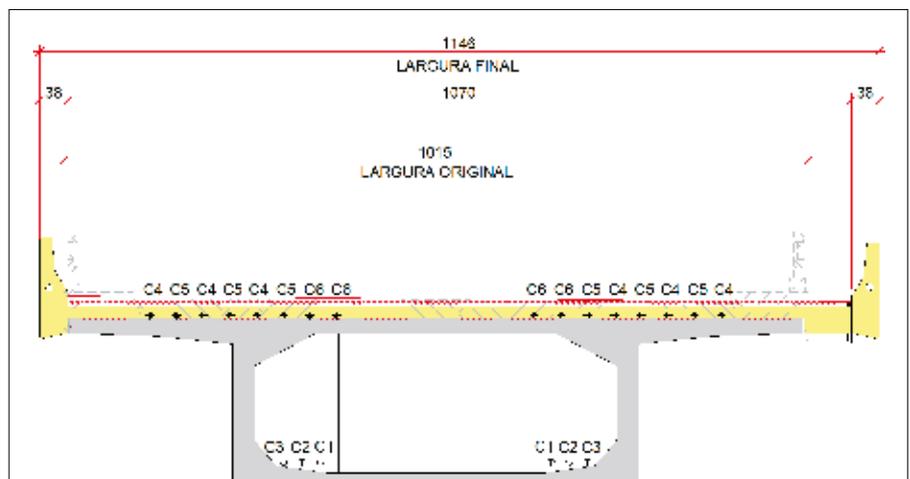
Santa Catarina. No início da década de 1970 a obra foi originalmente construída com 10,15 m de largura, sendo 8,17 m de leito carroçável, e comprimento total de 60,0 m, dividido em

vão central de 32,0 m e balanços de 14,0 m, conforme Figura 1.

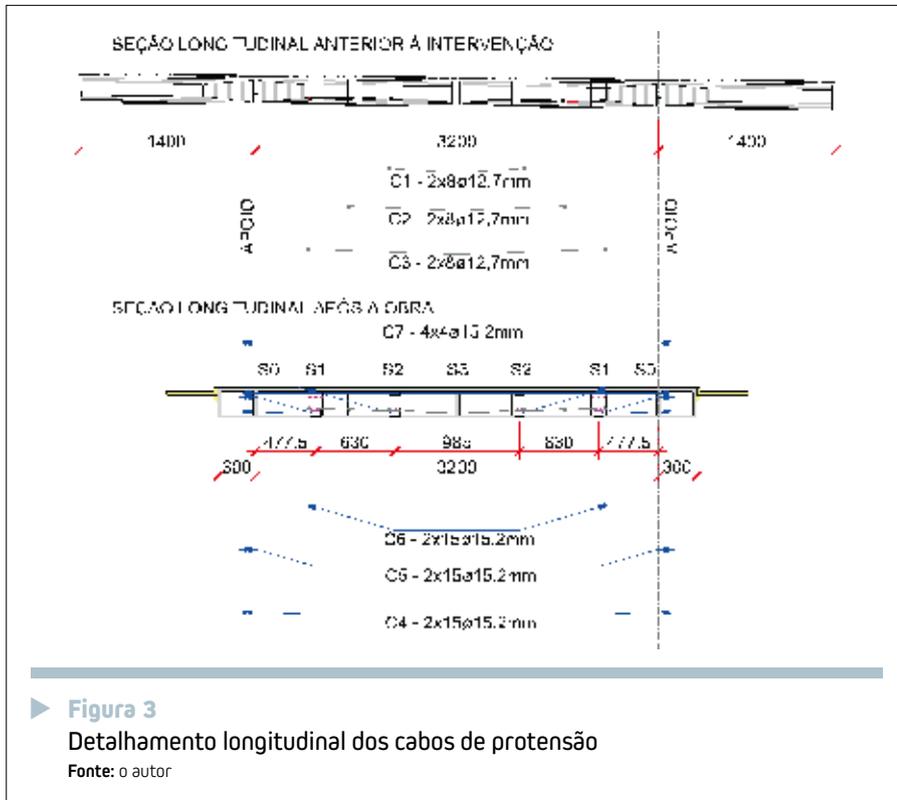
Inicialmente foi prevista intervenção de reparo das patologias e adequação geométrica, contemplando pista de rolamento com 10,70 m de largura, e atualização do carregamento para o Trem-Tipo 45. O alargamento da obra pode ser melhor observado na Foto 3, apresentando-se, na Foto 4, as vistas inferior e interna ao caixão.

Estruturalmente, a intervenção consistia na demolição dos passeios, remoção da pavimentação e escarificação da laje para a implantação de sobrelaje, cabos de protensão negativos embutidos na sobrelaje e positivos no interior da seção celular, conforme se apresenta na Figura 2. Entretanto, no processo de escarificação da laje, os cabos de protensão negativos existentes foram danificados, gerando a necessidade de elaboração de um novo projeto contemplando tal situação.

Em vistoria realizada para estudo do novo projeto, observaram-se fissuras no topo do tabuleiro, nas proximidades dos apoios, demonstrando perda de capacidade portante aos momentos negativos,



► **Figura 2**
Ponte sobre o rio Sete Voltas: seção transversal da primeira intervenção
Fonte: o autor



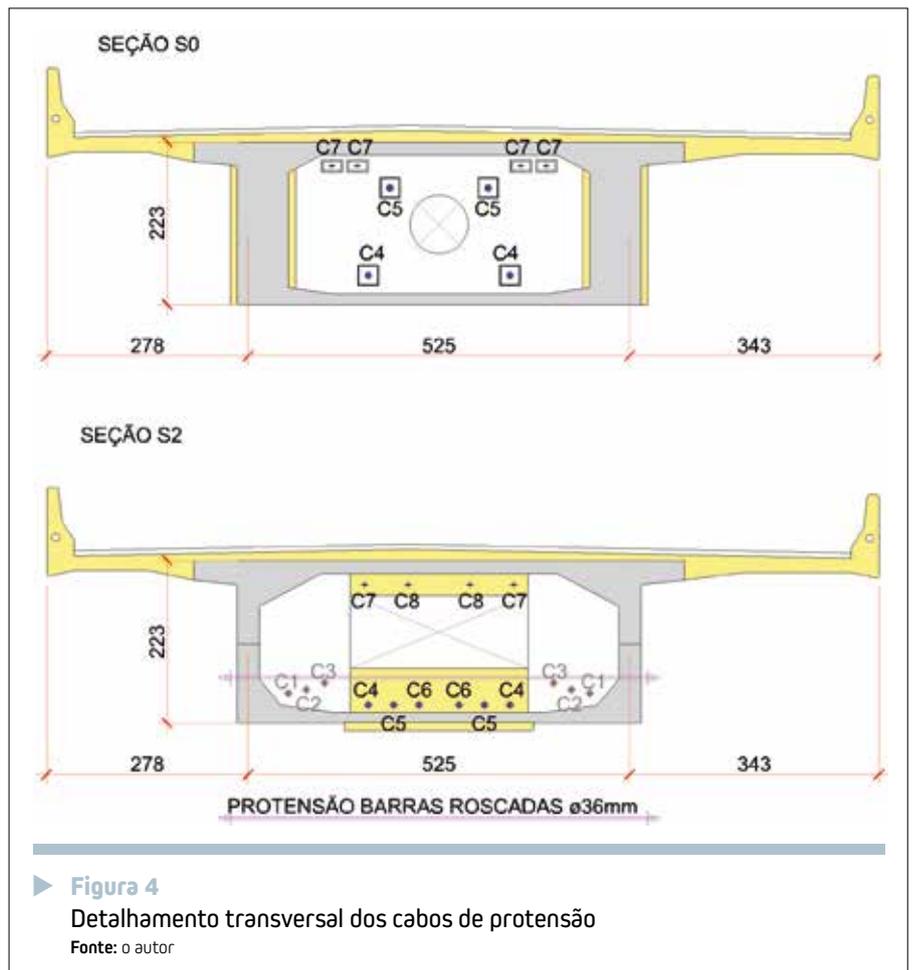
rante toda a execução da obra, sendo que a proposta final considerou a seguinte sequência:

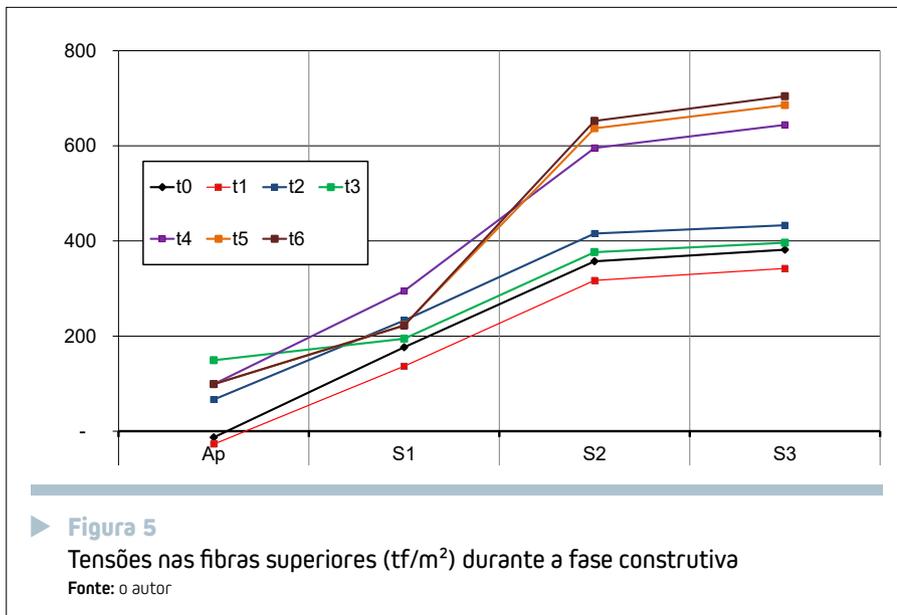
- ▶ Na situação constatada na vistoria (T0), a obra apresentava guarda-corpos, pavimentação e balanços transversais demolidos, e os cabos “C1”, “C2” e “C3” do primeiro projeto de reforço tracionados. Nesta situação foi incorporado o carregamento inerente ao peso próprio dos blocos de ancoragem e de desvio necessários às fases posteriores.
- ▶ A fase seguinte (T1) se refere à situação imediatamente após a protensão dos cabos C4; na sequência (T2) foi prevista a inserção dos cabos C7 (negativos) e a protensão dos cabos C5 (T3).
- ▶ Foi então prevista a concretagem

e que a obra era mais extensa do que o necessário para a transposição do obstáculo, tendo a sua obra irmã o comprimento total de apenas 37,0 m.

Dadas às condições observadas, optou-se por elaboração de projeto que contemplasse a redução do comprimento total da obra, demolindo-se parte dos extensos balanços de 14 m presentes nas cabeceiras. O projeto contemplou a execução de sobrelaje, onde estariam dispostas as armaduras para combater os momentos fletores negativos, e cabos de protensão internos ao caixão para reforço do momento resistente positivo, já que haveria aumento do momento atuante devido à eliminação de parcela importantes dos balanços, conforme pode ser observado nas Figuras 3 e 4.

Estudou-se exaustivamente a sequência executiva e o lançamento dos cabos para que as tensões fossem mantidas em valores adequados du-





resistência equivalente ao $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e, portanto, definidos os limites à compressão ($0,7 \times 2.000 = 1.400 \text{ tf/m}^2$) e à tração ($1,20 \times 0,21 \times 20^{2/3} \times 100 = 186 \text{ tf/m}^2$).

As Figuras 5 e 6 mostram a evolução das tensões nas fibras superiores e inferiores nas diferentes idades, onde se pode observar que apenas nas idades “T1” e “T2” há tensões de tração, sendo que a tensão de compressão se mantém sempre inferior a 820 tf/m^2 , que representa cerca de 60% da tensão limite.

As Figuras 7 e 8 mostram as estimativas de tensão realizadas em projeto para a situação de serviço após as perdas diferidas, observando-se que toda a seção se mantém comprimida em todas as situações, com tensões em valores bastante abaixo do limite.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Muitas das Obras de Arte Especiais presentes nas malhas rodoviárias e ferroviárias brasileiras apresentam-se subdimensionadas, tanto em função da intensidade do tráfego como da magnitude das cargas que podem ser movimentadas pelos modernos veículos de transporte. Este fato, aliado à insuficiência de processos de manutenção observados pelos governos federal, estaduais e municipais ao longo de muitos anos, exigirá cada vez mais operações de restauro e de reforço, nos quais os processos de protensão externa aqui considerados ganham bastante destaque.

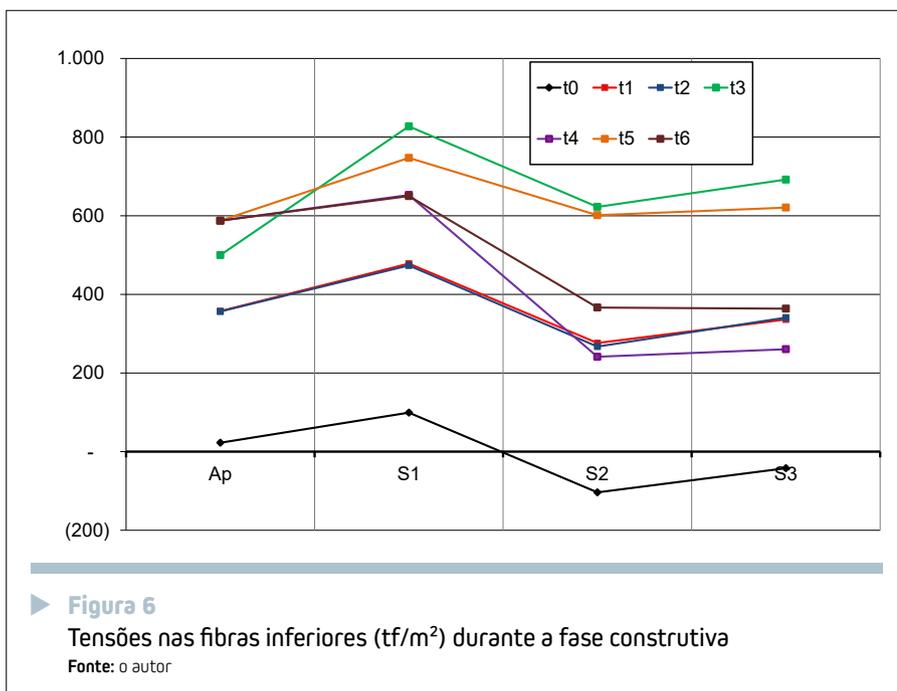
A despeito da acentuada melhora verificada na conservação das OAEs rodoviárias pelas empresas concessionárias nos últimos anos, há inúmeras situações que requerem importantes e urgentes ações de manutenção corretiva ou preventiva, observando-se ainda no Brasil muitas obras que

da sobrelaje e das cortinas, considerando numa primeira etapa o concreto lançado não resistente por estar no estado fresco (T4); na sequência procedeu-se à execução da protensão dos cabos C6 (T5).

- ▶ Por fim, foi avaliada a condição da obra após as perdas diferidas, identificada com a nomenclatura T6. As seções foram verificadas para

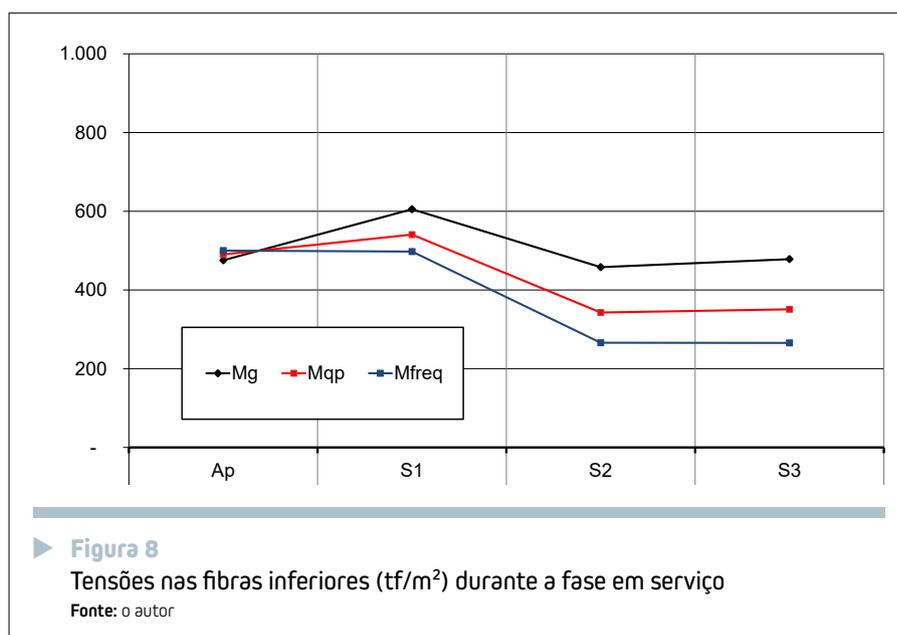
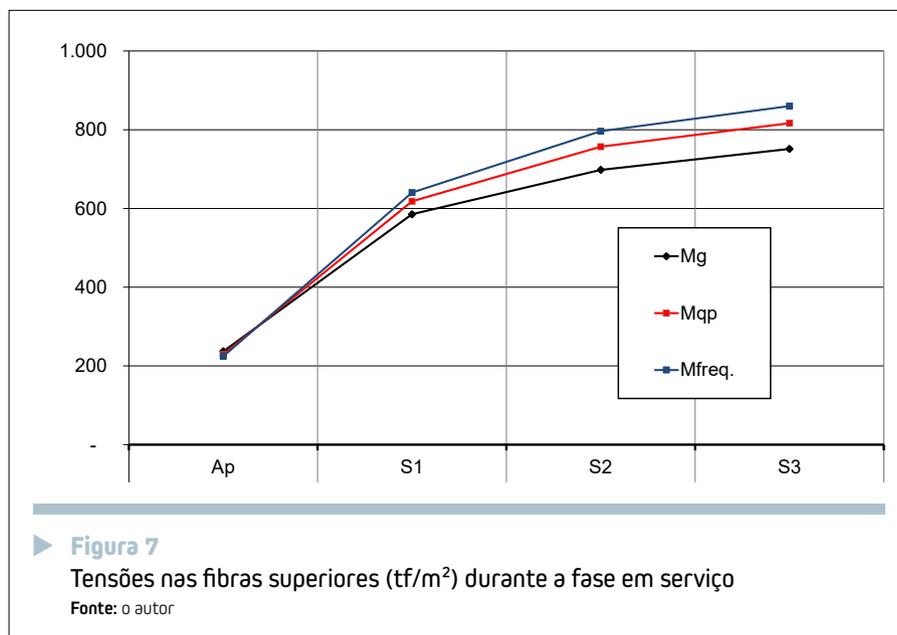
os Estados-Limite de Serviço de Descompressão e de Formação de Fissuras, respectivamente para as combinações quase permanente e frequente, garantindo atendimento ao Nível 2 de protensão, conforme a ABNT NBR 6118, e dimensionadas considerando-se os Estados-Limites Últimos à Flexão e ao Cisalhamento.

Conforme dados coletados na obra foi atribuída ao concreto existente



não dispõem de simples janelas de inspeção em vigas-caixão e nem de consolos ou berços que facilitem a substituição de aparelhos de apoio ao longo dos anos. Ações concretas, como a elaboração do Manual de Controle das Obras de Arte Especiais (ET-C021) pela ARTESP, a excelente revisão da norma ABNT NBR 9452 Inspeção de Pontes Viadutos e Passarelas de Concreto e a elaboração pelo DNIT do Manual de Manutenção de Obras de Arte Especiais, as duas últimas em 2016, devem ser incentivadas pelos governos e pela sociedade técnica em geral, onde alguns setores parecem ainda acreditar que o concreto e os aparelhos de apoio têm durabilidade ilimitada.

Em função da importância econômica e social que desempenham as estradas de rodagem e as ferrovias, e principalmente no intuito de evitar os inúmeros acidentes que têm ceifado centenas de vidas pelo país, as Obras de Arte Especiais merecem contar com sistemas mais eficientes de conservação, sendo imprescindível obedecer aos critérios de inspeção preconizados na ABNT NBR 9452. Desejável ainda a implantação de processos de manutenção preditiva, dotando-se as obras a serem construídas e aquelas existentes de sistemas diretos ou indiretos de monitoramento, podendo-se contar na atualidade com o controle do avanço das frentes de cloretos e/ou



de carbonatação e com os modernos recursos de extensometria, transdutores de deslocamentos, drones, RIMT (*Reflectometric Impulse Measurement Technique*), termografia, radiometria e outros. 📡

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ALMEIDA, Tatiana Gesteira Martins de. Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos. 2001. 201 f. Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia Civil, Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2001.
- [2] ARTESP (São Paulo). Controle das Obras de Arte Especiais. 2. ed. São Paulo: Artesp, 2007. 86 p. ET-C21/002.
- [3] DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de Manutenção de Obras de Arte Especiais – Minuta. Brasília, 2016.
- [4] BERTRAND, Alain. Processos de Reforço de Obras de Arte Especiais com Ênfase em protensão Externa. 2018. 158 f. Dissertação (Mestrado). Curso de Habitação: Planejamento e Tecnologia, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2018.
- [5] TIMERMAN, JULIO. Casos Práticos de Adequações Estruturais e Funcionais de OAEs. Palestra apresentada no Instituto de Engenharia. São Paulo, 2017.



Ensaio não destrutivo na avaliação de estruturas de concreto

LEONARDO BRAGA PASSOS – ENGENHEIRO, MSc

IGOR PORTELLA GARCIA DE CARVALHO – ENGENHEIRO, MSc

LUIZ SÉRGIO OLIVEIRA ARAÚJO – ENGENHEIRO

JOÃO HUGO FERREIRA JABBUR BRAGA – ENGENHEIRO

π ENGENHARIA E CONSULTORIA

I. INTRODUÇÃO

Para determinação do estado de saúde de uma pessoa é necessário que o profissional da área médica realize alguns exames físicos e solicite, caso necessário, alguns exames clínicos para balizar e orientar as prescrições de tratamento adequado das doenças do paciente.

A área de avaliação, recuperação e reforço de estruturas se assemelha metaforicamente à área médica. Para se conhecer a “saúde” da estrutura, ou seja, o grau de conservação, durabilidade e segurança estrutural é de fundamental importância que sejam realizados “exames clínicos”, no caso da engenharia diagnóstica, ensaios destrutivos e não destrutivos nas edificações.

Existe uma grande variedade de ensaios (que podem ser realizados em estruturas existentes e novas) para identificação da qualidade do elemento estrutural no que se refere às propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais, tais como: ultrassonografia, potencial de corrosão, profundidade de carbonatação, esclerometria, termografia, radar, detecção magnética de armaduras, resistividade, ensaio de tração em armaduras, dentre outros.

No Brasil, as estruturas estão “envelhecendo” e várias encontram-se em condições precárias de conservação e segurança.

Diante deste cenário e da crescente preocupação da comunidade técnica e da sociedade com a conservação das estruturas, a engenharia está convergindo para novas formas de analisar as condições dos elementos estruturais, visando principalmente realizar as manutenções adequadas, com o intuito de ampliar, com segurança, a vida útil das estruturas.

2. METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS EXISTENTES

Para a análise de estruturas de concreto existentes, podem-se utilizar diversas metodologias e procedimentos com o intuito de compreender qual sua real condição estrutural e seu estado de “saúde”. A seguir estão listados alguns desses procedimentos:

- Inspeção visual com o objetivo de: catalogar as manifestações patológicas existentes, identificar as prováveis causas das manifestações, conhecer o meio ambiente e classe de agressividade da região em que a estrutura está inserida, dentre outros;

- Levantamento do histórico da estrutura: ano e responsáveis pela construção e projetos, manutenções, ampliações e readequação realizadas, procura pelo projeto, dados de rastreabilidade do controle dos materiais utilizados;
- Levantamento detalhado da estrutura, quando da inexistência de projetos, e suas readequações (localizações e dimensões dos elementos estruturais, cobrimentos, quantitativos e dimensões das armações);
- Provas de carga estáticas ou dinâmicas: para avaliar o comportamento estrutural e a segurança de utilização;
- Identificação e acompanhamento



de evolução de fissuras e trincas em elementos estruturais, de vedação e revestimentos;

- ▶ Ensaios não destrutivos e destrutivos;
- ▶ Análise estatística dos resultados de ensaios;
- ▶ Verificação e modelagens computacionais das estruturas nas condições em que se encontram no momento da análise e nas condições após o retrofit e/ou ampliações (Fig. 1).

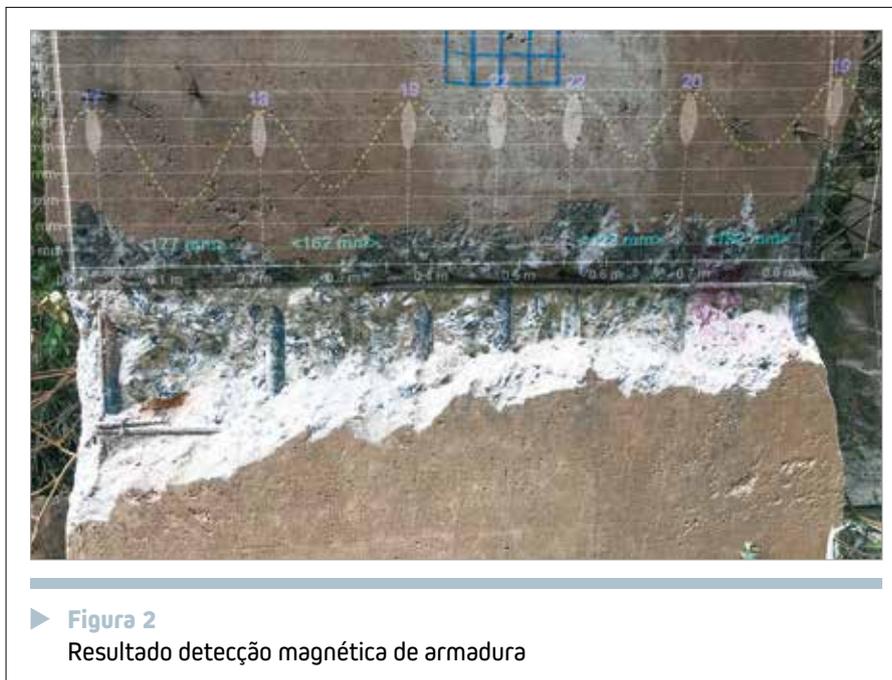
No que se refere à normatização brasileira, pode-se utilizar as normas: ABNT NBR9452:2016 Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento, ABNT NBR16230:2013 Inspeção de estrutura de concreto – Qualificação e certificação de pessoal – Requisitos, entre outras.

3. ENSAIOS COMO AUXÍLIO NA ANÁLISE DAS ESTRUTURAS

Os ensaios em estruturas de concreto são fundamentais para uma adequada definição dos procedimentos de recuperação e reforços estruturais. Os ensaios podem ser classificados em dois tipos:

- ▶ Ensaios destrutivos (ED) no concreto são aqueles que necessitam da extração de amostra do elemento estrutural (corpo de prova testemunho), com a finalidade de submetê-la a algum tipo de teste (ensaio);
- ▶ Ensaios não destrutivos (END) no concreto são aqueles que não alteram de forma permanente as propriedades físicas, mecânicas ou químicas do elemento estrutural, assim o dano imposto pode ser considerado nulo ou imperceptível.

É importante salientar que, no que se refere à análise estrutural, é pouco provável que seja possível realizar uma adequada análise baseando-se na realização de apenas um ensaio. Em geral,



▶ **Figura 2**
Resultado detecção magnética de armadura

são realizadas análises baseadas em uma compilação de resultados de dois ou mais ensaios.

Neste artigo serão apresentados alguns tipos de ensaios, com ênfase nos ensaios não destrutivos (END).

3.1 Detecção magnética de armaduras

A detecção magnética de armaduras (Fig. 2), mais conhecida pelo termo “Pacomtria”, é um END que tem como finalidade: determinação da localização das armaduras, identificando, assim, o espaçamento entre elas; auxílio no mapeamento da estrutura; orientação em extrações de testemunhos e realização de furos em elementos estruturais sem causar danos às armaduras; e auxílio para a realização de outros ensaios. Equipamentos mais modernos, além da detecção das armaduras, permitem estimar o cobrimento e diâmetro.

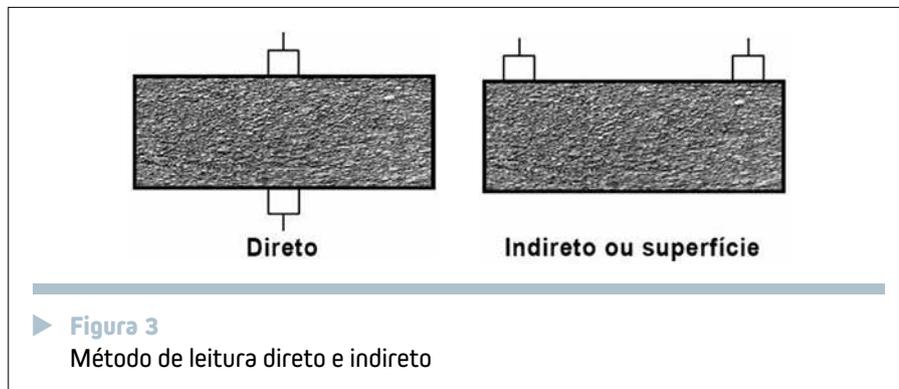
A detecção magnética, apesar de parecer um ensaio simples e rápido, na verdade não é. Por utilizar equipamentos que detectam materiais que pos-

suam metal em sua composição, não quer dizer que toda detecção informada pelo equipamento (no caso de elementos em concreto armado) refere-se a armadura de função estrutural, pois podem ser identificadas armaduras de travamento de formas, tubulações de aço e fiações elétricas.

Este tipo de ensaio pode sofrer influência do ambiente, por exemplo em locais que apresentam alta intensidade de corrente elétrica, e pela própria configuração do elemento em análise, como grandes quantidades de armaduras aglomeradas e armaduras com cobrimentos exagerados, e desta forma apresentar resultados incoerentes e insatisfatórios.

No que se refere à determinação do diâmetro da barra de armadura, esse é um assunto complexo e que diverge muito entre profissionais que atuam na área. A detecção do diâmetro é influenciada por diversos fatores, como a profundidade em que se encontram, a concentração e o espaçamento das armaduras. Os resultados devem ser avaliados de maneira muito cautelosa e, na maioria das vezes, com o auxílio de





inspeções destrutivas com o intuito de aferir e calibrar as medições.

Considerando a ABNT NBR 15575:2013 Edificações Habitacionais - Desempenho, este ensaio pode ser utilizado para verificação dos cobrimentos das armações e atendimento dos valores especificados em projeto.

3.2 Ultrassonografia

O ensaio de ultrassonografia é um método não destrutivo que utiliza ondas mecânicas sem danificar o elemento ensaiado. No Brasil, é normalizado pela ABNT NBR 8802:2019 Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas.

O método baseia-se na determinação do tempo que a onda ultrassônica necessita para percorrer o caminho entre o transdutor transmissor e o receptor. Esse tempo seria uniforme se o concre-

to não fosse heterogêneo, variando de acordo com os tipos de cimento, agregados, relação água/cimento, presença de armação, entre outros fatores.

Dois tipos de propagação das ondas são observados quando a superfície de um sólido elástico é submetida a um carregamento dinâmico ou vibratório: ondas longitudinais ou de compressão (*P-wave*), ondas de cisalhamento ou transversais (*S-wave*). Cada tipo de onda se propaga com uma velocidade característica.

O ensaio pode ser realizado através de dois métodos de leitura: direto (transdutor e receptor posicionados frente a frente) e indireto (transdutor e receptor posicionados lado a lado). (Fig. 3)

É possível correlacionar as velocidades registradas das ondas longitudinais diretas, ondas longitudinais indiretas e ondas transversais com diversas propriedades do concreto das peças ensaiadas, como módulo de elasticidade, bem como indicar a presença de fissuras ou brocas, avaliar a eficiência de reparos de fissuras, identificar diferenças entre camadas de concretagem devido à deficiência de vibração, cura, dentre outras aplicações. A Tab. 1 apresenta a tabela de classificação adotada para a qualidade do concreto baseada na velocidade do pulso ultrassônico longitudinal.

O módulo de elasticidade inicial do concreto pode ser identificado através da compilação dos resultados obtidos nas

medições das ondas longitudinais e das ondas de transversais (Fig. 4).

A velocidade do pulso longitudinal é relacionada com suas propriedades elásticas e densidade através da seguinte relação:

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad 1$$

Onde:

v_p = velocidade do pulso longitudinal;

E = módulo de elasticidade dinâmico;

μ = coeficiente de Poisson dinâmico;

ρ = densidade.

O coeficiente de Poisson é relacionado com as velocidades longitudinais e transversais pela seguinte equação:

$$\mu = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad 2$$

onde:

μ = coeficiente de Poisson dinâmico;

v_p = velocidade do pulso longitudinal;

v_s = velocidade do pulso transversal.

A ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento propõe a seguinte relação entre o valor do f_{ck} e o módulo de elasticidade inicial para concretos entre 20MPa e 50MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad 3$$



► Figura 4
Ensaio de ultrassonografia e módulo de elasticidade *in loco*

► Tabela 1 – Classificação para a qualidade do concreto baseada na velocidade do pulso ultrassônico longitudinal

Velocidade do pulso	Classificação
> 4.500 m/s	Excelente
3.500 a 4.500 m/s	Bom
3.000 a 3.500 m/s	Médio
< 3.000 m/s	Duvidoso



► **Figura 5**
Ensaio de resistividade elétrica superficial

onde:

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial;

α_E = parâmetro em função da natureza do agregado;

f_{ck} = resistência característica a compressão do concreto.

3.3 Resistividade elétrica superficial

O ensaio (Fig. 5 e Fig. 6) é utilizado para avaliar a resistividade elétrica do concreto para indicação da resistência do concreto à penetração de íons de cloreto.

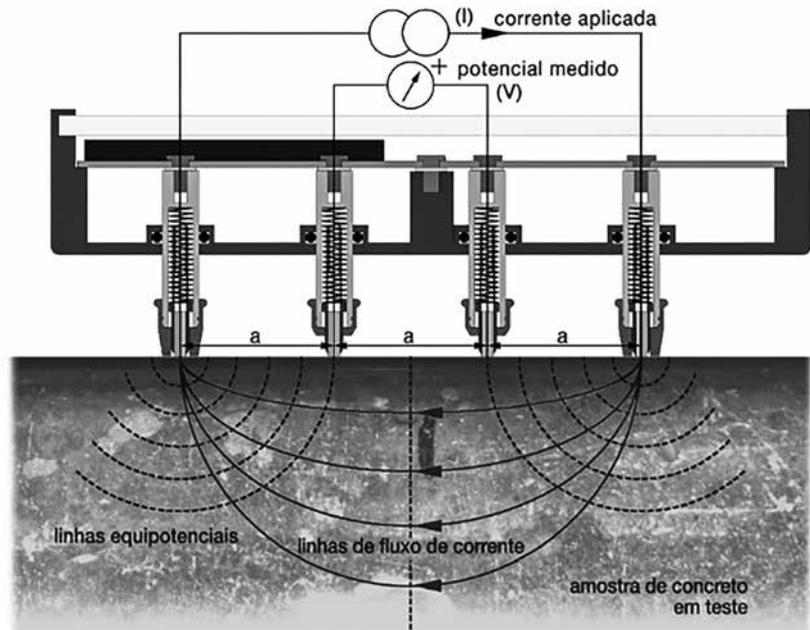
O ensaio de resistividade elétrica é um método não destrutivo onde se aplica uma corrente a duas sondas posicionadas nas faces do elemento estrutural para medir a diferença de potencial entre essas. A corrente no interior do concreto é carregada por íons presentes no líquido dos poros da estrutura. A resistividade calculada depende do espaçamento dessas sondas. O elemento pode ser ensaiado quantas vezes forem necessárias no mesmo local, podendo-se assim realizar o monitoramento do concreto e suas alterações internas ao longo do tempo.

As medições de resistividade podem ser utilizadas para estimar a probabilidade de corrosão. Quando a resistivi-

dade elétrica (ρ) do concreto é baixa, a probabilidade de corrosão aumenta. Quando a resistividade elétrica é alta (p. ex. no caso de concreto seco e carbonatado), a probabilidade de corrosão diminui. Testes empíricos (Tab. 2) chegaram a valores típicos para a resistivi-

dade medida que podem ser usados para determinar a probabilidade de corrosão. Esses números são para cimento Portland comum a 20°C.

A Tab. 3 apresenta a seguinte interpretação das medições de resistividade do sistema de quatro sondas



► **Figura 6**
Funcionamento do ensaio de resistividade
Fonte: Proceq



► **Figura 7**
Resultado ensaio de potencial de corrosão



► Tabela 2 – Valores típicos de resistividade e grau de risco de corrosão

Quando $\geq 100 \text{ K}\Omega\text{cm}$	Quando = 50 a 100 $\text{K}\Omega\text{cm}$	Quando = 10 a 50 $\text{K}\Omega\text{cm}$	Quando $\leq 10 \text{ K}\Omega\text{cm}$
Risco de corrosão insignificante	Risco de corrosão baixo	Risco de corrosão moderado	Risco de corrosão elevado

pelo método de Wenner tem sido citada com relação ao aço despassivado (Langford and Broomfield, 1987).

Muitos estudos ao longo de anos permitiram a coleta de um número ele-

vado de dados empíricos da resistividade. Os dados apresentados aqui foram extraídos de "Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical

recommendation" ("Métodos de teste para a medição "in situ" da resistividade de concreto - uma recomendação técnica RILEM TC-154), de Rob B. Polder.

3.4 Potencial de corrosão

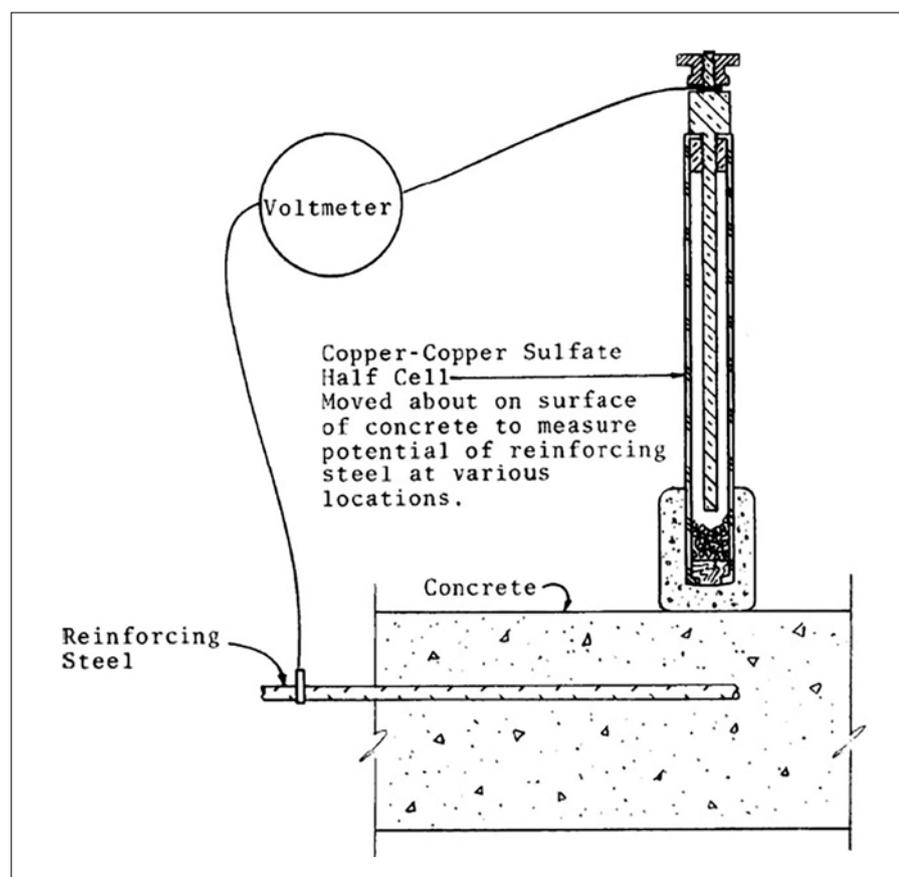
O ensaio de avaliação do potencial de corrosão das armaduras tem como objetivo estimar o grau de atividade de corrosão nas armaduras.

O princípio do ensaio de avaliação do potencial de corrosão das armaduras em elementos estruturais de concreto armado baseia-se na medição do campo do potencial elétrico na superfície do concreto para obter uma imagem característica do estado da corrosão da superfície do aço no interior da peça. Com essa finalidade, um eletrodo de referência é conectado por meio de um voltímetro de alta impedância à armadura e posicionado em pontos de uma malha pré-definida na superfície do concreto. O eletrodo de referência é geralmente meia célula de cobre/sulfato de cobre (Cu/CuSO), que consiste em uma vareta de cobre imersa em uma solução saturada de sulfato de cobre, que mantém um potencial constante e conhecido (Fig. 7 a Fig. 9).

Durante o ensaio, a superfície do concreto deve ser molhada conforme prescrições da ASTM C876-09.

De acordo com a ASTM C 876, na técnica numérica, o valor do potencial é utilizado como um indicador da probabilidade de atividade de corrosão. Se o potencial for mais positivo do que -200 mV, há uma alta probabilidade de que nenhuma corrosão esteja ocorrendo no momento da medição. Se o potencial for mais negativo que -350 mV, existe uma alta probabilidade de corrosão ativa. A atividade de corrosão é incerta quando a tensão está na faixa de -200 a -350 mV.

A ASTM C 876 afirma que, a menos



► Figura 8

Ensaio de potencial de corrosão

Fonte: ASTM C 876

► Tabela 3 – Medições de resistividade do sistema de quatro sondas pelo Método de Wenner

$> 20 \text{ K}\Omega\text{cm}$	10-20 $\text{K}\Omega\text{cm}$	5-10 $\text{K}\Omega\text{cm}$	$< 5 \text{ K}\Omega\text{cm}$
Taxa de corrosão baixa	Taxa de corrosão baixa a moderada	Taxa de corrosão alta	Taxa de corrosão muito alta

que haja evidência positiva para sugerir sua aplicabilidade, esses critérios numéricos não devem ser usados:

- ▶ Se a carbonatação se estender ao nível do aço;
- ▶ Para avaliar o concreto interno que não tenha sido submetido a freqüentes molhamentos;
- ▶ Para comparar a atividade de corrosão em concreto externo com umidade ou conteúdo de oxigênio altamente variável, ou;
- ▶ Para formular conclusões sobre mudanças na atividade de corrosão devido a reparos que alteraram o conteúdo de umidade ou oxigênio no nível do aço.

3.5 GPR – Ground Penetrating Radar

O GPR (Fig.10) é um radar de penetração que possibilita a visualização de ondas de reflexão, interpretadas no processamento como armação, tubulação, imperfeições, dentre outras utilizações.

É um END complementar ao ensaio de detecção magnética de armaduras, já que ele possibilita a determinação da localização de armaduras em camadas mais profundas do concreto.

Antenas emissoras enviam os pulsos eletromagnéticos, que percorrem o interior da estrutura. Nas regiões com diferentes propriedades eletromagnéticas (propriedades dielétricas dos materiais que compõem o concreto) são geradas reflexões. Assim, parte das ondas emitidas retorna à superfície e as reflexões são então capturadas por antenas receptoras enquanto outra parte é propagada através do material. A velocidade de propagação dos pulsos e a intensidade das reflexões são funções das propriedades dielétricas dos materiais.

Se a permissividade elétrica relativa do material (constante física que descreve como um campo elétrico afeta e é afetado por um meio) for conhecida ou puder ser estimada, a profundidade das reflexões e, então, sua posição pode ser determinada pelo tempo de propagação. Assim, um perfil pode ser construído plotando-se a amplitude dos sinais recebidos como função do tempo e posição. Deve-se, no entanto, notar que a permissividade pode ser influenciada por diversos fatores, como a temperatura do material e o teor de sais no mesmo.

Na tabela 4 observa-se que os valores da constante dielétrica variam de 4 a 20, dependendo das condições de umidade do concreto.

Com o auxílio do GPR é possível identificar armaduras em diversas camadas de profundidade. No Brasil ainda é pouco comum, porém já existem trabalhos realizados em outros países utilizando o GPR para identificação de falhas no concreto e auxílio ao tomógrafo para identificação de falhas em injeção e corrosão em cordoalhas protendidas.

3.6 Outros ensaios

Além dos ensaios já citados, diversos outros métodos são utilizados para diagnosticar a “saúde” de uma estrutura de concreto. Sendo alguns deles:

- ▶ **Profundidade de Carbonatação:** indica a intensidade do ataque do dióxido de carbono (CO) em função da profundidade atingida. A carbonatação é um dos mecanismos responsável pela deterioração do concreto armado e que gera uma redução da alcalinidade do concreto;
- ▶ **Esclerometria:** no Brasil, é normatizado pela ABNT NBR 7584:2013 e



▶ **Figura 9**
Ensaio de potencial de corrosão

segundo esta norma o ensaio esclerométrico é o “Método não destrutivo que mede a dureza superficial do concreto, fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do concreto endurecido”. Este END deve ser considerado como um método complementar, não podendo substituir outros métodos e deve ser empregado para a averiguação da uniformidade da dureza superficial do concreto e para comparação da qualidade de peças de concreto;

- ▶ **PH – Potencial Hidrogeniônico:** ensaio que pode substituir ou complementar o ensaio de profundidade de carbonatação. Através deste ensaio é possível determinar de uma maneira mais aproximada o valor do PH do material;



▶ **Figura 10**
Ensaio GPR



- ▶ **MEV – Microscópio Eletrônico de Varredura:** é um instrumento utilizado para analisar as características microestruturais de materiais.
- ▶ **TDR – Time Domain reflectometry:** método utilizado para localizar e caracterizar falhas em cabos metálicos (como, por exemplo, corrosão

em armaduras e falhas em injeção de nata de cimento em bainhas de proteção);

- ▶ **Determinação de teor de sulfatos e cloretos em concreto:** identifica a concentração e penetração de íons de sulfatos e cloretos no concreto. Esses são mecanismos

responsáveis pela deterioração do concreto armado que permite o início de processo de corrosão devido a despassivação da armadura.

4. CONCLUSÃO

Com base na compilação dos resultados obtidos nos procedimentos citados neste artigo, o engenheiro pode definir com precisão o que será necessário para que a estrutura mantenha, aumente ou reestabeleça suas condições de segurança e vida útil.

O resultado da análise pode levar a necessidade de projetos de reforço estrutural, contenções e fundações, projeto e memoriais de tratamentos e reparos estruturais, projetos de impermeabilização; ou mesmo, em alguns casos, laudo técnico informando que a estrutura se encontra em adequado estado de utilização, não necessitando de nenhuma intervenção e recomendando um adequado plano de vistoria e manutenção periódica.

É importante salientar que cada ensaio citado neste artigo possui procedimentos específicos de preparação do substrato, calibrações, medições de temperatura e umidade, e metodologias que devem ser atendidas para que os resultados sejam satisfatórios e confiáveis.

É de fundamental importância que as análises e ensaios sejam realizados por engenheiros e por profissionais que tenham experiência e conhecimento em projetos estruturais e tecnologia do concreto.

A utilização de ensaios não destrutivos não anula a utilização dos ensaios destrutivos e vice-versa. Na maioria dos casos, esses tipos de ensaios são realizados em conjunto, conduzindo a uma melhoria na eficácia do processo de análise da estrutura. 

▶ Tabela 4 – Escopo típico de características dielétricas de vários materiais medidas a 100 MHz

Material	Condutividade ($S m^{-1}$)	Permeabilidade relativa
Ar	0	1
Asfalto seco	$10^{-2} : 10^{-1}$	2-4
Asfalto úmido	$10^{-3} : 10^{-1}$	6-12
Argila seca	$10^{-1} : 10^{-0}$	2-6
Argila úmida	$10^{-1} : 10^{-0}$	5-40
Carvão seco	$10^{-3} : 10^{-2}$	3,5
Carvão úmido	$10^{-3} : 10^{-1}$	8
Concreto seco	$10^{-3} : 10^{-2}$	4-10
Concreto úmido	$10^{-2} : 10^{-1}$	10-20
Água líquida	$10^{-6} : 10^{-2}$	81
Água sólida	$10^{-4} : 10^{-3}$	4
Granito seco	$10^{-8} : 10^{-6}$	5
Granito úmido	$10^{-3} : 10^{-2}$	7
Calcário seco	$10^{-8} : 10^{-6}$	7
Calcário úmido	$10^{-2} : 10^{-1}$	8
Permafrost	$10^{-5} : 10^{-2}$	4-8
Rocha salina seca	$10^{-4} : 10^{-2}$	4-7
Areia seca	$10^{-7} : 10^{-3}$	2-6
Areia úmida	$10^{-3} : 10^{-2}$	10-30
Arenito seco	$10^{-6} : 10^{-5}$	2-5
Arenito úmido	$10^{-4} : 10^{-2}$	5-10
Água marinha	10^2	81
Gelo marinho	$10^{-2} : 10^{-1}$	4-8
Xisto seco	$10^{-3} : 10^{-2}$	4-9
Xisto saturado	$10^{-3} : 10^{-1}$	9-16
Neve	$10^{-6} : 10^{-5}$	6-12
Solo seco	$10^{-2} : 10^{-1}$	4-10
Solo úmido	$10^{-3} : 10^{-0}$	10-30
Solo argiloso seco	$10^{-4} : 10^{-3}$	4-10
Solo argiloso úmido	$10^{-2} : 10^{-1}$	10-30
Solo arenoso seco	$10^{-4} : 10^{-2}$	4-10
Solo arenoso úmido	$10^{-2} : 10^{-1}$	10-30

Estudo das manifestações patológicas na estrutura do prédio do Senado Federal

ARTHUR AKTEMIS LACERDA ALVES – GRADUANDO EM ENGENHARIA CIVIL

JULIANO RODRIGUES DA SILVA – PROFESSOR DOUTOR

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO DISTRITO FEDERAL (UDF)

I. INTRODUÇÃO

O edifício do Prédio Senado Federal brasileiro teve executada a sua estrutura majoritariamente de concreto armado e estruturas metálicas. Assim como qualquer edifício constituído desses materiais, está sujeito às ações de agentes agressivos à sua estrutura, como vento, água, micro-organismos, entre outros, oriundos tanto de origem natural como da própria utilização da edificação.

A preocupação com problemas em edifícios surgiu praticamente com o próprio ato de construir, dado que em maior ou menor grau, uma parte considerável dos edifícios não apresenta o desempenho esperado. Em geral, a maioria dos problemas patológicos têm origem nas etapas de projeto, de execução e de qualidade inadequada dos materiais de construção empregados.

Dado, então, que a ocorrência de manifestações patológicas é um fenômeno comum, faz-se necessário que sejam, na medida do possível, previstas e prevenidas. Considerando, ainda, que a falta de manutenção faz com que pequenas manifestações patológicas, com relativo baixo custo de recuperação, evoluam para situações de desempenho insatisfatório, culminando

em ambientes insalubres, de deficiente aspecto estético, de possível insegurança estrutural e de alto custo de recuperação. Ficando, assim, justificada a importância deste estudo e seus respectivos desdobramentos.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo identificar, catalogar e quantificar as manifestações patológicas encontradas na edificação do Prédio do Senado Federal e elaborar um relatório técnico, abordando suas principais causas e possíveis tratamentos. Assim, objetiva caracterizar a estrutura da edificação, de maneira a identificar os sintomas ocorrentes no local, por meio de um relatório fotográfico, indicar os prováveis agentes causadores das manifestações patológicas e quantificar o grau de deterioração da estrutura, com a aplicação da Metodologia GDE/UnB (2015), desenvolvida no PECC/UnB.

3. METODOLOGIA

3.1 Origens da metodologia

Com o objetivo de avaliar estruturas de concreto, foi desenvolvida no Programa de Pós-graduação em Es-

truturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília (UnB) uma metodologia para classificação de danos e avaliação da deterioração de estruturas de concreto armado de edificações usuais, que estabelece critérios para a classificação de danos que permitem calcular o grau de deterioração dos elementos estruturais isolados e da estrutura como um todo, indicando as ações necessárias ao desenvolvimento da vida útil prevista.

A referida metodologia, desenvolvida por Castro (1994), prevê a realização de inspeções periódicas, a fim de avaliar os elementos estruturais quanto à segurança, funcionalidade e estética, e baseia-se na afirmação de que a vida útil de uma estrutura de concreto depende fundamentalmente de manutenção adequada, tendo em vista que os eventuais problemas estruturais detectados no início têm seus efeitos minorados, reduzindo, ainda, seus custos de recuperação.

Posteriormente foi aperfeiçoada dentro do PECC/UnB por diversos pesquisadores, sendo aplicada em estruturas de edificações de diversas concepções estruturais e destinações de uso. Por fim, foi alterada e aplicada com



sucesso por Verly (2015) em um trabalho que visava a avaliação de metodologias de inspeção como instrumento de priorização de intervenções em obras de arte especiais (OAEs), no qual comparou a metodologia adotada pelo DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre com a referida metodologia GDE/UnB, concluindo que esta se mostra, então, vantajosa em relação àquela ao ponderar os danos encontrados em função de onde eles se encontram (F_p) e ao ponderar a importância relativa da família de elementos (F_i).

3.2 Formulação proposta

3.2.1 GRAU DO DANO

O grau do dano foi introduzido por Castro (1994), considerando que a deterioração ocorre em duas fases: iniciação e propagação. No entanto, em vez do tempo, Castro (1994) utilizou o fator de ponderação – F_p e o fator de intensidade – F_i para o cálculo do grau do dano – D . Este é, portanto, uma função de F_p ($1 \leq F_p \leq 5$), atribuído de ante-

mão a cada dano preestabelecido (com exceção das fissuras, que tem um valor de F_p variável), e uma função de F_i ($0 \leq F_i \leq 4$), atribuído pelo profissional responsável pela inspeção. Esses elementos se relacionam conforme o gráfico da Fig. 1 e as equações 1 e 2.

Do referido gráfico, bem como das equações citadas, pode-se entender, que conforme os fatores citados anteriormente aumentam, aumenta-se de maneira muito mais acentuada a curva representativa do dano presente na estrutura.

$$D = 0,8 \cdot F_i \cdot F_p \quad \text{para } F_i \leq 2,0 \quad 1$$

$$D = (12 \cdot F_i - 28) \cdot F_p \quad \text{para } F_i > 2,0 \quad 2$$

3.2.2 GRAU DE DETERIORAÇÃO DE UM ELEMENTO (G_{de})

Calculados os graus isolados de todos os danos de determinado elemento, pode-se obter o grau de deterioração do elemento – G_{de} , conforme a equação 1. Em função deste fator, já são sugeridas pela metodologia determinadas recomendações de ações a serem adotadas.

$$G_{de} = D_{m\acute{a}x} \cdot \left[1 + \left(\frac{\sum_{i=1}^n D_i}{\sum_{i=1}^n D_i} - D_{m\acute{a}x} \right) / \left(\sum_{i=1}^n D_i \right) \right] \quad 3$$

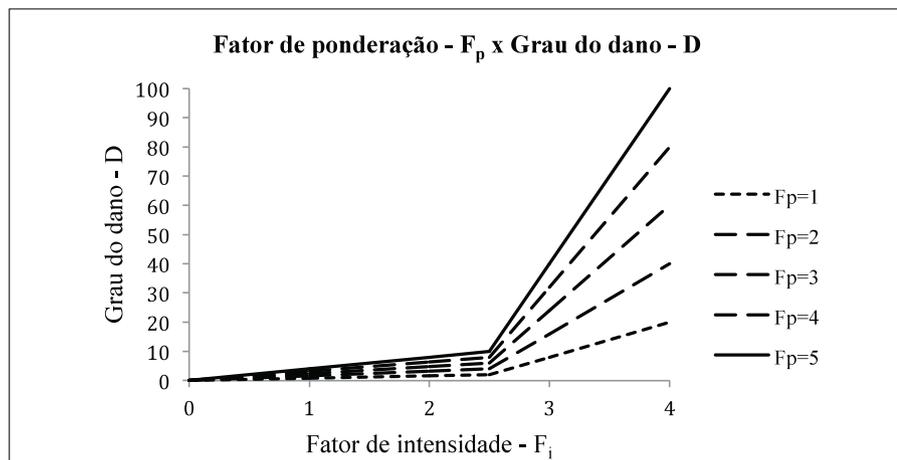


Figura 1
Grau do dano (D) x Fator de intensidade (Fi) para valores de Fp variando de 1 a 5.
Fonte: Verly (2015)

Onde:

G_{de} : Grau de deterioração do elemento;

D_i : Grau do dano de índice “i”;

$D_{m\acute{a}x}$: Maior Grau do dano encontrado no elemento;

n: Número de danos encontrados no elemento.

3.2.3 GRAU DE DETERIORAÇÃO DE UMA FAMÍLIA DE ELEMENTOS

O G_{df} tem como objetivo avaliar o conjunto de elementos pertencentes a uma mesma família. Para isso, leva em consideração os valores de G_{de} obtidos para cada elemento pertencente à família em estudo, relacionando-os conforme a equação 4.

$$G_{df} = G_{de,m\acute{a}x} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\sum_{i=1}^m G_{de,i} - G_{de,m\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de,i}} \right)^2} \quad 4$$

Onde:

$G_{de,m\acute{a}x}$: maior grau de deterioração encontrado na família de elementos;

$G_{de,i}$: graus de deterioração apresentados pelos elementos da família (≥ 15);

m: número de elementos com $G_{de} \geq 15$.

Salienta-se que são somente considerados valores de $G_{de} \geq 15$ na equação 4, com o intuito de caracterizar danos expressivos, de acordo com Castro (1994), que simulou a ocorrência simultânea de todos os danos possíveis em uma determinada família, obtendo-se para todas elas valores de G_{de} próximos a 15, de onde surgiu a recomendação da utilização de valores iguais ou maiores que 15.

3.2.4 GRAU DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA (G_p)

Por fim, o grau de deterioração da estrutura como um todo é definido em função dos valores de G_{df} obtidos por cada família da estrutura, ponderados

► Tabelas 1 e 2 – Famílias de elementos com seus fatores de ponderação

Lajes		Vigas	
Danos	F _p	Danos	F _p
Carbonatação do concreto	3	Carbonatação do concreto	3
Cobrimento deficiente	3	Cobrimento deficiente	3
Contaminação por cloretos	3	Contaminação por cloretos	4
Corrosão de armaduras	5	Corrosão de armaduras	5
Desagregação	3	Desagregação	3
Deslocamento	3	Deslocamento	3
Eflorescência	2	Eflorescência	2
Falhas de concretagem	2	Fissuras	2 a 5*
Fissuras	2 a 5*	Falhas de concretagem	2
Flechas	5	Flechas	5
Infiltração de água	3	Infiltração de água	3
Manchas	3	Manchas	3

* Consultar tabelas C da Metodologia GDE/UnB

pelos respectivos fatores de relevância estrutural (F_r), conforme a Equação 5.

$$G_{d,mod} = \frac{K_{m\acute{a}x}}{7,07} \cdot \sqrt{1 + \left(\left(\sum_{i=1}^k K_i \right) - K_{m\acute{a}x} \right) / \left(\sum_{i=1}^k K_i \right)} \quad 5$$

Onde:

k: número de famílias;

K: produto do G_{df,i} pelo respectivo F_r;
K_{máx}: maior valor do produto do G_{df,i} pelo respectivo F_r.

O valor mostrado no denominador da equação proposta (7,07) é uma constante para o ajuste da escala, de forma que a faixa de valores possíveis seja a mesma da formulação

apresentada, ou seja, de zero a 282,8.

4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA GDE/UNB PARA QUANTIFICAÇÃO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO DO SENADO FEDERAL BRASILEIRO

4.1 Introdução e limitações

Este estudo consiste da avaliação e quantificação das manifestações patológicas, por meio da metodologia GDE/UnB e por meio de um relatório fotográfico feito no local da edificação, e se limita à parte acessível ao público, ou seja, à área externa do edifício, uma vez que o acesso das partes internas necessita de uma série de documentos e autorizações.

4.2 Divisão em famílias de elementos

Inicialmente, as estruturas do Senado são divididas em famílias de elementos típicos. Sejam esses: Lajes, Vigas, Cascas e elementos de composição arquitetônica.

4.3 Fator de ponderação de dano (F_p)

Conforme as tabelas 1 e 2, os valores foram definidos pelo responsável da inspeção, de acordo com os problemas mais relevantes quanto aos aspectos de durabilidade e segurança estrutural. Para a família das cascas, foram utilizados os mesmos fatores de ponderação (F_p) da família das lajes.

4.4 Fator de intensidade do dano (F_i)

Os respectivos fatores de intensidade do dano da estrutura em questão



Casca – Local: Cúpula do Senado Federal
Manchas: F_r = 3,0 – Esfoliação/Deslocamento: F_r = 2,0

► **Figura 2**

Fator de intensidade (F_i) do dano encontrado na casca do Senado Federal



foram atribuídos a partir da vistoria e de acordo com a gravidade da manifestação desse dano no elemento. A figura 2 mostra a aplicação deste fator, para alguns elementos do edifício do Senado Federal.

4.5 Grau do dano (D) e Grau de deterioração de um elemento (G_{de})

Para o cálculo do Grau do dano (D) e o Grau de deterioração de cada elemento (G_{de}) foi feito uso de planilhas eletrônicas em formato de Excel para automatizar e agilizar os cálculos. A tabela 3 mostra alguns exemplos das planilhas com detalhes de inspeção, como fotos, observações e o cálculo detalhado do grau do dano (D) e do grau de deterioração de um elemento (G_{de}) para cada elemento.

A tabela 4 mostra o resultado compilado do cálculo do grau de deterioração de cada elemento (G_{de}).

4.6 Grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df})

A tabela 5 e o gráfico da figura 3 mostram os resultados do cálculo do grau de deterioração das famílias de elementos (G_{df}) obtidos.

Diante dos resultados obtidos, pode-se tirar algumas conclusões preliminares. Observa-se que a família das lajes obteve o maior grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df}).

De modo geral, no entanto, pode-se observar que o grau de deterioração de todas as famílias consideradas (G_{df}) gira em torno de 50, o que sugere que a estrutura do edifício do Senado Federal esteja com um nível de deterioração de médio para alto. Este nível que tende a aumentar com o tempo, o que exigiria maior quantidade de serviços e de investimentos para recuperação, caso não ocorram manutenções e correções,

podendo chegar, no limite, a comprometer a estabilidade do edifício e a segurança de seus usuários.

4.7 Fator de relevância estrutural (F_r) e grau de deterioração da estrutura (G_d)

Prosseguindo, então, com a aplicação matemática da metodologia, tem-se, finalmente, um valor final de grau de deterioração da estrutura (G_d), que representa o nível de deterioração da estrutura em geral, conforme a tabela 6.

Logo, após a aplicação da metodologia GDE/UnB chega-se a um grau de deterioração da estrutura (G_d) do edifício do Senado Federal igual a 55,3, classificando o nível de deterioração em alto e indicando que é necessário definir prazo para inspeção especializada e planejar intervenção em, no máximo, 1 ano, conforme a tabela 6.

► Tabela 3a – Planilhas e detalhes da inspeção das famílias de elementos estruturais

Nome do elemento	Lajes			Croquis/Observação
	Laje lateral			
Local	Fp	Fi	D	
Danos				
Carbonatação do concreto	3,0	–	0,0	
Cobrimento deficiente	3,0	–	0,0	
Contaminação por cloretos	3,0	–	0,0	
Corrosão de armaduras	5,0	3,0	40,0	
Desagregação	3,0	–	0,0	
Desplacamento	3,0	3,0	24,0	
Eflorescência	2,0	2,0	3,2	
Falhas de concretagem	2,0	–	0,0	
Fissuras 2 a 5*	0,0	–	0,0	
Flechas	5,0	–	0,0	
Infiltração de água	3,0	–	0,0	
Manchas	3,0	3,0	24,0	
G_{de}	62,5	<p>Nível alto</p> <p>Definir prazo para inspeção especializada. Planejar intervenção em médio prazo (máximo 1 ano).</p>		

* Consultar tabelas C da Metodologia GDE/UnB

► Tabela 3b – Planilhas e detalhes da inspeção das famílias de elementos estruturais

Nome do elemento	Lajes			Croquis/Observação
Local	Laje do acesso ao anexo			
Danos	Fp	Fi	D	
Carbonatação do concreto	3,0	–	0,0	
Cobrimento deficiente	3,0	–	0,0	
Contaminação por cloretos	3,0	–	0,0	
Corrosão de armaduras	5,0	–	0,0	
Desagregação	3,0	–	0,0	
Desplacamento	3,0	2,0	4,8	
Eflorescência	2,0	–	0,0	
Falhas de concretagem	2,0	–	0,0	
Fissuras 2 a 5*	3,0	3,0	24,0	
Flechas	5,0	–	0,0	
Infiltração de água	3,0	2,0	4,8	
Manchas	3,0	3,0	24,0	
G_{de}	38,0			

* Consultar tabelas C da Metodologia GDE/UnB

► Tabela 3c – Planilhas e detalhes da inspeção das famílias de elementos estruturais

Nome do elemento	Vigas			Croquis/Observação
Local	Viga sobre o acesso ao anexo			
Danos	Fp	Fi	D	
Carbonatação do concreto	3,0	–	0,0	
Cobrimento deficiente	3,0	–	0,0	
Contaminação por cloretos	4,0	–	0,0	
Corrosão de armaduras	5,0	–	0,0	
Desagregação	3,0	–	0,0	
Desplacamento	3,0	–	0,0	
Eflorescência	2,0	–	0,0	
Fissuras 2 a 5*	4,0	3,0	32,0	
Falhas de concretagem	2,0	–	0,0	
Flechas	5,0	–	0,0	
Infiltração de água	3,0	2,0	4,8	
Manchas	3,0	2,0	4,8	
Sinais de esmagamento	5,0	3,0	40,0	
G_{de}	60,4			<p>Nível alto</p> <p>Definir prazo para inspeção especializada. Planejar intervenção em médio prazo (máximo 1 ano).</p>

* Consultar tabelas C da Metodologia GDE/UnB



► Tabela 4 – Planilha resumo dos resultados do grau de deterioração dos elementos (G_{de})

Elementos	Grau do dano (D)				G_{de}
	D1	D2	D3	D4	
Casca					G_{de}
Cúpula do Senado	4,8	16,0	4,8	–	22,0
Lajes					G_{de}
Laje lateral	40,0	24,0	32,0	24,0	62,5
Laje do acesso ao anexo	4,8	24,0	4,8	24,0	38,0
Laje central	2,4	24,0	–	–	26,2
Passarela	2,4	24,0	–	–	26,2
Vigas					G_{de}
Viga sobre o acesso ao anexo	32,0	4,8	4,8	40,0	60,4
Elementos de composição arquitetônica					G_{de}
Acesso aos anexos	4,8	24,0	24,0	–	37,1

5. PROPOSTA DE MANUTENÇÃO DO EDIFÍCIO DO SENADO FEDERAL

5.1 Manutenção corretiva

Estão indicados na tabela 7 os resultados obtidos e os prazos máximos de intervenção para cada família de elementos abordados neste trabalho avaliados pela metodologia GDE/UnB.

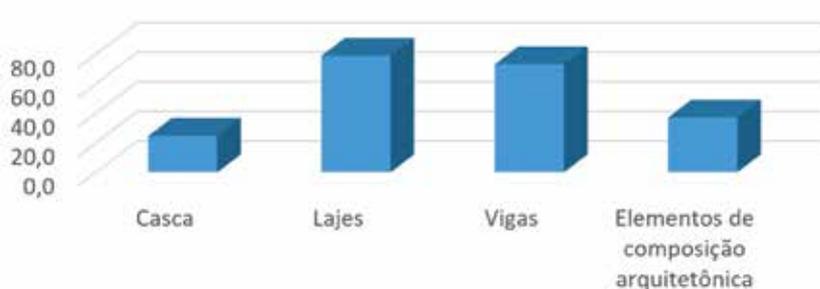
A seguir são apresentados, de forma sucinta, propostas de soluções para os elementos inspecionados:

- **Casca da cúpula do Senado Federal:** as fissuras existentes podem ter como mecanismo provável a mo-

vimentação térmica da estrutura e não devem ser nocivas do ponto de vista estrutural, sendo prudente inje-

tar ou selar com produtos elastoméricos, pois se trata de fissuras vivas, ou seja, que se movimentam. Já,

Grau de deterioração das famílias de Elementos (G_{df})



► Figura 3

Gráfico representativo do grau de deterioração das famílias dos elementos (G_{df}) da estrutura do Senado Federal

► Tabela 5 – Grau de deterioração das famílias de elementos (G_{df}) da estrutura do edifício do Senado Federal

Elementos	G_{df}
Casca	22,0
Lajes	78,8
Vigas	60,4
Elementos de composição arquitetônica	37,1

► Tabela 6 – Determinação do grau de deterioração da estrutura (G_d) da estrutura do edifício do Senado Federal

Elementos	G_{df}	Fr	$G_{df} * Fr$	G_d
Casca	22,0	4,0	88,0	
Lajes	78,8	4,0	315,4	
Vigas	60,4	4,0	241,6	55,3
Elementos de composição arquitetônica	37,1	1,0	37,1	
Total		13,0	682,1	

Nível de deterioração da estrutura: Alto (50-80);
Ações a serem adotadas: definir prazo para inspeção especializada;
Planejar intervenção em médio prazo (máximo 1 ano).

► Tabela 7 – Prazos para intervenção dos elementos estruturais da estrutura do edifício do Senado Federal

Elementos	Gdf	Nível de deterioração	Prazo para intervenção
Casca	22,0	Médio (15-50)	Manutenção corretiva (médio prazo – 2 anos)
Lajes	78,8	Alto (50-80)	Manutenção corretiva (médio prazo – 1 ano)
Vigas	60,4	Alto (50-80)	Manutenção corretiva (médio prazo – 1 ano)
Elementos de composição arquitetônica	37,1	Médio (15-50)	Manutenção corretiva (médio prazo – 2 anos)

quanto ao deslocamento e às manchas identificadas, sugere-se a impermeabilização de todo o elemento, seguida de pintura protetiva refletiva de cores claras, no intuito de evitar infiltrações e superaquecimento;

- **Lajes:** há que realizar o tratamento específico das armaduras corroídas, bem como remoção do revestimento para aplicação de produto impermeabilizante seguido de pintura protetora. Ressalta-se, ainda, que o reforço estrutural da laje lateral é necessário, ao passo que se nota sinais de esmagamento do concreto nesse elemento. Quanto às fissuras encontradas, sugere-se, também, a limpeza e a colmatação;
- **Vigas:** faz-se necessária a recuperação das fissuras observadas, provavelmente oriundas de esforços de tração e flexão, bem como reforço estrutural através de diversas metodologias, como o reforço híbrido à

flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro, conforme proposto por Silva (2014);

- **Elementos de composição arquitetônica:** sugere-se a remoção de todo o revestimento afetado pelo deslocamento e pela umidade, para aplicação de produtos impermeabilizantes e reaplicação de pintura protetora, seguida da colocação de novo revestimento, de igual padrão, dado o tombamento do edifício em questão.

6. CONCLUSÕES

O objetivo do trabalho foi a avaliação dos elementos estruturais do edifício do Senado Federal quanto à durabilidade, segurança, funcionalidade e estética, a fim de quantificar o grau geral de deterioração do edifício, representado pelo grau de deterioração da estrutura (G_d), no intuito de proporcionar um programa de manutenção que culmine no

prolongamento da vida útil da edificação.

No trabalho realizado por Oliveira e Junior (2017) sobre o edifício do Congresso Nacional como um todo, utilizando a mesma metodologia, o Grau de Deterioração encontrado foi igual a 72,0. Os resultados não podem ser comparados, no entanto, porque este estudo se limita somente à estrutura do edifício do Senado Federal e não engloba o edifício da Câmara dos Deputados, que foi abordado por Evangelista (2018), obtendo um Grau de Deterioração da Estrutura igual a 32,4. Tanto no trabalho realizado por Oliveira e Junior (2017) quanto neste estudo, a classificação da estrutura avaliada obteve um G_d entre 50 e 80, o que indica que se faz necessário definir um prazo de inspeção especializada e planejar uma intervenção no prazo máximo de 1 ano.

Conclui-se, por fim, que os objetivos do estudo foram alcançados com sucesso, de maneira que foi possível caracterizar a estrutura, identificar as manifestações patológicas existentes no edifício, catalogando-as por meio de um relatório fotográfico, e quantificar o grau de deterioração da estrutura de acordo com a metodologia GDE/UnB, indicando as origens dos problemas patológicos encontrados, no intuito de propor um programa de manutenção de longo ou médio prazo, conforme apresentado sucintamente no item 4. ◀

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] OLIVEIRA, A. J. e JUNIOR, M. P. F. Avaliação da Situação Atual da Estrutura Física do Concreto e Suas Patologias na Área Externa do Edifício do Congresso Nacional Utilizando o Método GDE/UnB (2015). Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil, Centro Universitário do Distrito Federal – UDF, 2017.
- [2] CASTRO, E. K. Desenvolvimento de Metodologia para Manutenção de Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1994.
- [3] DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL. Metodologia GDE/UnB, Classificação de Danos e Avaliação da Deterioração de Estruturas de Concreto. Universidade de Brasília, Brasília, 2015.
- [4] VERLY, R. C. Avaliação de Metodologias de Inspeção Como Instrumento de Priorização de Intervenções em Obras de Arte Especiais. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília 2015.
- [5] SILVA, J. R. Reforço Híbrido à Flexão de Vigas “T” de Concreto Armado com Compósitos de Fibras de Carbono e Fibras de Vidro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.



Restauração do Pentágono Americano

MATHEUS ROCHA DA SILVA – DIRETOR TÉCNICO

CORR SOLUTIONS BRASIL

JESSICA JACKSON MEYER – VICE-PRESIDENTE MCI/ASIA

CORTEC CORPORATION

I. INTRODUÇÃO

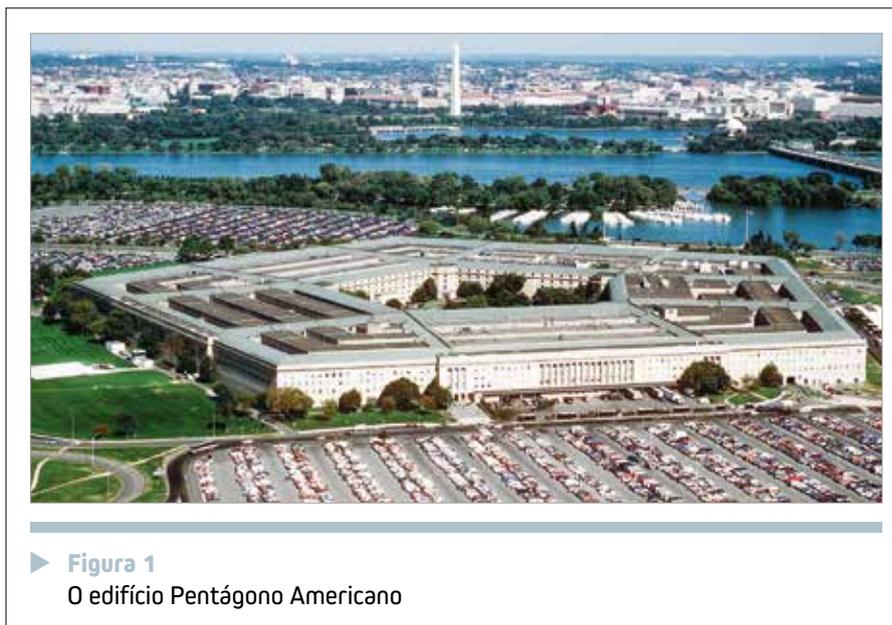
O edifício Pentágono Americano (Figura 1), sede do Departamento de Defesa dos Estados Unidos da América, é o maior edifício de escritórios do mundo, com mais de 600.000 m² de área construída. Sua construção foi finalizada no ano de 1943 e ocorreu de forma bastante acelerada, levou apenas 16 meses para ser concluída, contando com mais de 15.000 trabalhadores.

O PENREN (Programa de Renovação do Pentágono) foi um projeto que levou mais de 10 anos para ser concluído. Muitos componentes e elementos foram renovados ou substituídos, como pisos, janelas, sistemas elétricos, telhados, paredes, entre outros. O maior componente que passou por reparos e renovação foi o concreto, material que compõe todos os elementos estruturais do Pentágono, com apenas uma exceção, a fachada externa, de calcário dolomítico.

Este artigo é sobre a reabilitação estrutural e restauração das paredes externas da parte de dentro dos 5 anéis que compõem o Pentágono, projeto que foi executado e finalizado no ano de 2011 e foi ganhador do prêmio de projeto do ano em 2009 pela ICRI (Instituto Internacional de Reparos em Concreto).

2. PROBLEMA

A principal manifestação patológica



► **Figura 1**
O edifício Pentágono Americano

nas paredes maciças de concreto armado foi a corrosão de armaduras, causada por processo de carbonatação associada a alta permeabilidade do concreto. O ingresso de dióxido de carbono através dos poros do concreto o contamina com CO₂, que, de forma simplificada, reage com o hidróxido de cálcio, Ca(OH)₂, formando carbonato de cálcio e água, CaCO₃ + H₂O.

O problema é que a carbonatação reduz o pH do concreto, pois o hidróxido de cálcio, que tem alta alcalinidade, é consumido nesta reação gerando o carbonato de cálcio, que tem um pH mais próximo ao neutro. Esta redução de pH cria um ambiente propício para a despassivação das armaduras, que, se estiverem na presença de água e oxi-

gênio, poderão ter seu processo corrosivo iniciado.

A presença da água se deu por conta da elevada permeabilidade, causada pela alta porosidade do concreto, agravado pelo sistema de formas utilizado na construção, de tábuas de madeira serradas de forma grosseira que gerou uma superfície externa na qual a umidade era facilmente absorvida toda vez que chovia. Testes realizados antes do início do programa de renovação confirmaram que o concreto existente tem resistência à compressão de aproximadamente 25 MPa.

Devido à velocidade da construção, o cobrimento das armaduras foi impróprio, pois não foi coordenado com o sistema de formas, que eram cortadas de



▶ **Figura 2**
Aspersão de fenolftaleína para avaliação da profundidade de carbonatação

forma irregular. Testes destrutivos mostraram que a camada mais externa das armaduras chegava a ter uma espessura de cobrimento menor que 13 mm.

Combinando a alta permeabilidade, o baixo cobrimento e quase 60 anos de processo de carbonatação que, conforme mostrado na Figura 2, tinha contaminado o concreto a profundidades de 3 a 4 polegadas (76 a 102 mm), se desenvolveu um ambiente muito favorável à corrosão de armaduras. Para se ter uma ideia, havia uma área de mais de 23.000 m² de concreto com deslocamentos e armaduras expostas, como a da Figura 3.

3. DESAFIOS

A restauração do Edifício Pentágono



▶ **Figura 3**
Armaduras expostas e deslocamentos

Americano foi bastante desafiadora, com critérios e especificações bem definidos. Os principais desafios encontrados foram:

- ▶ O Programa de Renovação do Pentágono determinou que a vida útil mínima da reabilitação deveria ser de 50 anos;
- ▶ Desejável que as empresas envolvidas assinassem em conjunto uma garantia de 20 anos;
- ▶ O projeto deveria atender às diretrizes técnicas do Instituto Internacional de Reparos em Concreto (ICRI);
- ▶ O resultado deveria parar ou reduzir a corrosão existente e prevenir novas ocorrências;
- ▶ O Pentágono continuaria funcionando durante a execução, o que limitava os locais e horários de trabalho;
- ▶ Trabalhos barulhentos poderiam ser feitos somente no turno noturno;
- ▶ Após finalizado o trabalho, a aparência original de cor e textura deveria ser modificada o mínimo possível, com preferência que se mantivesse idêntica;
- ▶ Uma pessoa olhando a uma distância de 9 metros não deveria perceber que houve um reparo nas paredes de concreto, ou seja, a superfície deveria ficar uniforme;
- ▶ Determinação de que a restauração deveria recuar as armaduras para atender ao novo cobrimento mínimo de 38 mm.

Por conta desses desafios, programa de reabilitação ou restauração usualmente existente não funcionaria neste caso. Foi preciso criar um projeto totalmente inovador que se adaptasse aos desafios de execução e de desempenho.

4. RESTAURAÇÃO

O programa de restauração nas



▶ **Figura 4**
Sistema de andaimes

paredes de concreto teve abrangência em mais de 93.000 m² de superfície, que tinha mais de 23.000 m² de áreas com deslocamentos por conta da corrosão de armaduras. Para contornar as restrições de trabalho e dificuldades de acesso, os trabalhos barulhentos foram feitos à noite, enquanto a colocação de formas e as concretagens eram feitas de dia, ganhando em agilidade e permitindo a utilização dos mesmos andaimes, apresentados na Figura 4, para as duas equipes.

Para atender às especificações da restauração, dentre elas a de que a superfície deveria manter o aspecto original e de que não fossem percebidos os reparos a uma distância de 9 metros, o empreiteiro utilizou o mesmo sistema de formas serradas grosseiramente



▶ **Figura 5**
Sistema de formas de tábuas utilizado para que a superfície fosse similar à original



utilizado na construção original do Pentágono, sistema demonstrado na Figura 5. Ainda, o fornecedor de material desenvolveu junto ao empreiteiro dois traços de concreto para os reparos localizados que teriam a mesma aparência e resistência do material existente, um para grandes áreas, onde o concreto seria bombeado, e outro para pequenas áreas, que seriam concretadas manualmente.

Os reparos localizados consistiram em escarificar o concreto até uma profundidade que liberasse completamente toda a superfície das armaduras para limpeza nas áreas onde o concreto estava com deslocamentos, fissuras ou não apresentava mais uma boa aderência, exemplificados pela Figura 6. Feito isso, as armaduras foram limpas por meio de jateamento de areia, as que tiveram perda de seção foram substituídas e as que tinham cobertura inferior ao da especificação da restauração tiveram o concreto à sua volta demolido, de forma que permitisse recuar as armaduras para atender à nova determinação de cobertura mínimo de 38 mm.

Embora o novo revestimento desempenhe papel importante para aumento da vida útil da estrutura, não seria o bastante para atender



▶ **Figura 6**
Escarificação do concreto contaminado

à exigência de vida útil mínima de 50 anos após a restauração. Dessa forma, com intuito de fornecer uma proteção adicional às armaduras, um sistema de proteção foi especificado buscando neutralizar ou reduzir a corrosão e evitar sua reincidência.

O escolhido sistema protetivo consistiu na utilização de um inibidor de corrosão aplicado na superfície, que deveria penetrar e proteger as armaduras, além de um revestimento composto por dois diferentes materiais aplicados posteriormente. A especificação do inibidor de corrosão deveria atender ao fato de que o problema em questão era a corrosão por carbonatação.

Foi escolhido um inibidor migratório de corrosão à base de carboxilatos de amina e amino-álcoois, para proteção das armaduras no edifício Pentágono, por conta de sua capacidade de proteger as armaduras e reduzir as taxas de corrosão em um concreto carbonatado. Este tipo de inibidor migratório de corrosão é aplicado na superfície externa e penetra no concreto como um líquido através da capilaridade e, uma vez dentro do concreto, as moléculas do inibidor têm pressão de vapor, possibilitando que, através do processo de difusão, elas migrem das áreas de alta para as de baixa concentração.

Uma vez próximas das armaduras, as moléculas deste tipo de inibidor têm atração física ao metal. Isso faz com que a armadura seja completamente envolvida por uma camada monomolecular de íons catódicos e anódicos do material, formando um filme protetor hidrofóbico. Ainda, a redução na velocidade de corrosão se justifica também pelo aumento da resistência à polarização linear que

este tipo de inibidor de corrosão gera na armadura, comprovado pelo teste da norma ASTM G-180.

Uma vez aplicado o inibidor na superfície, foi desenvolvido e aplicado um sistema de revestimento composto de 2 diferentes materiais, a fim de evitar o futuro ingresso de dióxido de carbono e umidade. Para reduzir a absorção e repelir a água, um hidrofugante com 100% de sólidos à base de silano foi escolhido, porém, silano é apenas hidro-repelente e não é resistente a raios ultravioleta.

Para atender ao requisito mínimo de 50 anos de durabilidade, uma solução mais durável e que resistisse aos raios ultravioletas seria necessária, por isso um revestimento composto por silicato de potássio foi escolhido para ser aplicado por cima do hidrofugante à base de silano, por ter altíssima durabilidade e por também ser resistente à água. Juntando o silicato de potássio e o silano, a água não penetra no concreto e, ainda, com os pigmentos



▶ **Figura 7**
Ligação com armadura e janela de inspeção sem revestimento



▶ **Figura 8**
Medição das taxas de corrosão anteriores aos reparos

adicionados ao silicato de potássio, pode-se alcançar uma cor uniforme e que correspondia a especificação do programa de renovação.

5. RESULTADOS

Para verificar o desempenho dos procedimentos com relação à corrosão, algumas janelas de inspeção foram planejadas, compostas de pequenas superfícies deixadas propositalmente sem revestimento juntamente a uma fiação previamente colocada junto às armaduras, conforme a Figura 7. Com um equipamento que mede a taxa de corrosão, pode-se avaliar, em 6 diferentes pontos estratégicos, a redução velocidade de corrosão causada pelos reparos. Este procedimento é demonstrado pela Figura 8.



▶ **Figura 9**
Antes e depois da aplicação do sistema de revestimentos

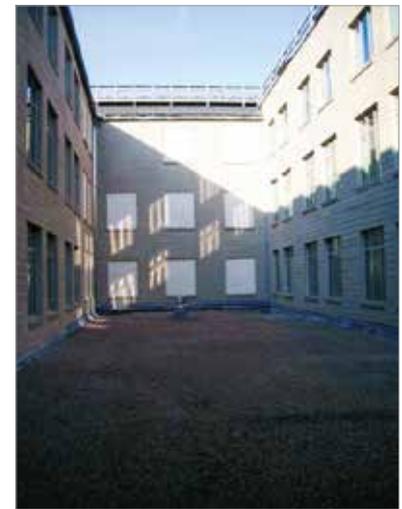
▶ **Tabela 1 – Faixas de taxa de corrosão com suas respectivas expectativas de vida útil**

Corrente de corrosão $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Taxa de corrosão $\mu\text{m}/\text{ano}$	Nível de corrosão	Tempo para deterioração visível
< 0.5	< 5.8	Passivo	N/A
0.5 a 5	5.8 a 58	Baixo	> 10 anos
5 a 15	58 a 174	Moderado	3 a 10 anos
> 15	> 174	Alto	< 2 anos

O intuito dessas medições era provar que de fato as armaduras novamente tinham atingido um estado de passivação e que, portanto, levariam mais do que os 20 anos de garantia estabelecidos para que houvesse qualquer tipo de dano. A Tabela 1, retirada do manual do equipamento utilizado, mostra as faixas de taxa de corrosão com suas respectivas expectativas de vida útil. Já a Tabela 2 exhibe os resultados das medições espaçadas de 3 meses, antes e depois do tratamento.

No quesito estético, o requisito era de que os reparos não fossem visíveis a uma distância de 9 metros. Para isso, foi importante a utilização do revestimento à base de silicato de potássio, que deu uniformidade ao acabamento, demonstrado pela

Figura 9. Uma outra visão pode ser percebida na Figura 10, que mostra a distância de 9 metros entre janelas.



▶ **Figura 10**
Paredes de concreto após a restauração

▶ **Tabela 2 – Resultados das medições antes e depois da aplicação do inibidor migratório de corrosão**

7 de Junho de 2005, 14h00 a 15h30 Temperatura ~ 26 °C		27 de Setembro de 2005, 13h00 a 14h00 Temperatura ~ 24 °C	
Corrente de corrosão $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Taxa de corrosão $\mu\text{m}/\text{ano}$	Corrente de corrosão $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Taxa de corrosão $\mu\text{m}/\text{ano}$
10.9000	126.44	0.0957	1.11
2.8133	32.63	0.0808	0.94
0.1552	1.80	0.0927	1.08
0.9165	10.63	0.1130	1.31
0.6977	8.09	–	–
3.10	35.92	0.10	1.11
Média Junho:	32.41	Média Setembro:	1.11





► **Figura 11**
Resultado final do trabalho nas paredes externas

6. CONCLUSÃO

Este projeto teve que triunfar sobre vários desafios e isso foi possível devido ao uso de um planejamento estratégico e de tecnologias e técnicas inovadoras. Todos os critérios especificados foram atingidos de acordo com as expectativas, que eram bastante elevadas.

Ao longo dos 10 anos trabalhados neste projeto, nenhuma leitura de taxa

de corrosão ultrapassou a faixa de passivação. Já em relação ao quesito estético, as paredes do edifício Pentágono foram renovadas, preservando suas características originais, o que pode ser visualizado na Figura 11. Este resultado foi bastante satisfatório visto que se trata de um edifício histórico.

Pode-se dizer, portanto, que o projeto foi um grande sucesso! 🏆

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] SALES, A. et al.; RIBEIRO, D (org.). Corrosão e degradação em estruturas de concreto: teoria, controle e técnicas de análise e intervenção. 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2018.
- [2] BAVARIAN, B.; REINER, L. Improving durability of reinforced concrete structures using migrating corrosion inhibitors. Corrosion 2004, Paper No. 04558, New Orleans, NACE, 2004.
- [3] Concrete Protection and Restoration Inc., Pentagon renovations - exterior wall repair and interior structural repair. Concrete Repair Bulletin, v. 22, n. 6, p. 10-14, 2009.
- [4] EDELSON, R. The Pentagon Lightwell Walls: Repair, Rehabilitation and Protection for the Next 50 Years. Structure Magazine. p. 34-36, January, 2007.
- [5] YONGMO, X.; HAILONG, S.; MIKSIC, B. Comparison of Inhibitors MCI and in Carbonation-Induced Corrosion, Materials Performance. p. 42-46, January/2004.



GUIA DE PREVENÇÃO DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON



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

Guia de Prevenção da Reação Álcali-Agregado

COORDENADORES

Cláudio Sbrighi Neto, Eduardo Brandau Quitete
e Arnaldo Forti Battagin

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

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

DADOS TÉCNICOS

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

PATROCÍNIO



Aquisição: Acesse a Loja Virtual do IBRACON.

www.ibracon.org.br

Aditivo cristalino para a impermeabilização integral por cristalização de estruturas de concreto de pontes

EMILIO MINORU TAKAGI

DOUTORANDO DO INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA (ITA)
DIRETOR TÉCNICO DA PENETRON INTERNATIONAL

MARYANGELA GEIMBA LIMA – PROFESSORA DOUTORA

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUTURA AERONÁUTICA
DO INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA (ITA)

FRANCISCO CARLOS MENDES LIMA

DIRETOR DE IMPERMEABILIZAÇÃO – ASSOCIAÇÃO BRASILENSE DE CONSTRUTORES DE BRASÍLIA – ASBRACO
DIRETOR REGIONAL DO IBRACON NO DF
DIRETOR MENDES LIMA ENGENHARIA

I. INTRODUÇÃO

A maior parte das 185 principais pontes e viadutos da cidade de São Paulo, em concreto armado e protendido, foi construída antes de 1984, apesar que o histórico de pontes e viadutos no Brasil e na própria cidade de São Paulo é amplo e, ao longo dos anos, se enriquece com as novas concepções introduzidas permanentemente pelos arquitetos e projetistas. Atualmente as tecnologias das pontes se encontram bastante disseminadas, desde as obras convencionais até as pontes suspensas e as estaiadas com sistema de aduelas ou balanços sucessivos, que dispensam escoramentos e que vencem grandes vãos.

Apesar dessas modernidades, a verdade é que nessas mais de três décadas, segundo o que o Prof. Victor Aly, secretário da PMSF, declarou nesta edição, praticamente não houve manutenção dessas estruturas antigas, nem sequer houve arquivo adequado de projetos e intervenções ocorridas, sendo que as ações se concentraram apenas em ações de

limpeza superficial e pinturas, de ordem estética.

Em 1988, o trabalho apresentado pelo engenheiro Catullo Magalhães (Magalhães et al., 1989), junto com outros engenheiros da Prefeitura do Município de São Paulo, já denunciava o estado deplorável das pontes e viadutos da cidade de São Paulo. No relatório citado, consta que das 145 pontes vistoriadas, 86 tinham infiltrações nas juntas de dilatação (59,3%); 83 apresentavam vigas e lajes com infiltrações de água e/ou armaduras expostas (57,2%); 11 com pilares com armaduras expostas e/ou corroídas, entre outras várias manifestações patológicas constatadas.

Uma das razões desse descaso, por incrível que pareça, como revelou o rompimento da ponte dos Remédios ocorrido em 1997, passa pela identificação da instância responsável pela manutenção dessas estruturas. Até o final dos anos 1970, a ponte dos Remédios era de responsabilidade do Departamento de Estradas de Rodagem (DER), de âmbito estadual. Mas, na metade da década de 1980,

passou para a jurisdição da Prefeitura Municipal de São Paulo. No período do acidente, discutia-se qual órgão era responsável pela sua inspeção e manutenção.

A infiltração de água, a falta de estanqueidade e problemas no sistema de drenagem são as causas de grande parte das manifestações patológicas do concreto de pontes, colaborando diretamente para a redução de seu desempenho e durabilidade.

Para resolver problemas de infiltração de água, além dos sistemas convencionais de impermeabilização, hoje existem métodos e sistemas de última geração, mais eficazes e menos onerosos, que garantem proteção do concreto contra a ação de agentes e ambientes agressivos. Essa proteção pode ser obtida por um mecanismo de formação de cristais extras na microestrutura convencional do concreto, induzidos pela adição dos aditivos cristalinos para aumentar a chamada impermeabilização integral por cristalização, principalmente dos tabuleiros, mas também do concreto em geral de fundações, infraestrutura e



mesoestrutura de pontes e viadutos, que é o foco principal deste artigo.

2. IMPERMEABILIZAÇÃO INTEGRAL POR CRISTALIZAÇÃO

Este artigo apresenta o concreto autocicatrizante “engenheirado”, que possui capacidade de autocicatrização autônoma, potencializadora do mecanismo de colmatação natural do concreto, por meio de um aditivo cristalino que ativa os componentes presentes na dosagem do concreto, como os cimentos e as adições minerais. Este método tem capacidade de reparar fissuras passivas com abertura de até 0,5 mm.

Os aditivos cristalizantes modernos, em sua quarta geração, pertencem à categoria de aditivos impermeabilizantes redutores da porosidade do concreto, são amplamente empregados no mercado de produtos químicos da construção, sendo classificados como *Permeability-Reducing Admixtures exposed to Hydrostatic conditions* (PRAH), segundo a recomendação técnica americana ACI 212.3R-10 “Relatório sobre Aditivos Químicos para Concreto”.

O consenso alcançado sobre o concreto autocicatrizante (CAC) entre a comunidade internacional resultou no relatório de estado da arte da RILEM “Fenômeno de autocicatrização em materiais à base de cimento”, publicado pelo Comitê Técnico 221-SHC, criado em 2005. Nele, distingue-se o mecanismo da colmatação “autógena” (ou natural), como sendo o fechamento de fissuras devido ao próprio concreto, e a autocicatrização “autônoma” (ou de engenharia), como sendo o conjunto do selamento de fissuras e da restauração de propriedades mecânicas e de permeabilidade, devido tanto ao próprio



► **Figura 1**

Execução de laje de subpressão em edificação mista (residencial e comercial), composta de três subsolos com forte presença do lençol freático, localizada no primeiro bairro ecológico do Brasil – setor noroeste em Brasília – DF, *Soul Housing & Shopping*

concreto quanto à ação positiva de alguma adição “de engenharia”, como os materiais cimentícios suplementares, fibras e os aditivos cristalinos.

O fenômeno da colmatação autógena de fissuras em concreto já teria sido reportado pela Academia Francesa de Ciências em 1836, sendo atribuído à transformação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) em cristais de carbonato de cálcio (CaCO_3) como consequência da sua exposição ao dióxido de carbono (CO_2) na atmosfera. Mais tarde, também foram observadas muitas fissuras cicatrizadas preenchidas com cristais de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), de etringita ($\text{C}_6\text{ASH}_{32}$) e de carbonato de cálcio (CaCO_3) devido ao mecanismo da autocicatrização por hidratação contínua de partículas não hidratadas de cimento e adições minerais, como cinzas volantes (CV) e escória de alto forno (EAF) residuais.

Na última década, uma grande

quantidade de artigos de pesquisa dedicou-se à autocicatrização autônoma “engenheirada”, em diferentes aspectos de investigação, tais como, como a autocicatrização atua com reforço de fibras, autocicatrização produzida por bactérias produtoras de minerais, autocicatrização por polímero superabsorvente, por agente cicatrizante contido em cápsulas e, atualmente, por adição de aditivo cristalino especialmente desenvolvido para esse fim.

Como relatado, há várias pesquisas e estudos que demonstra a viabilidade e utilidade do emprego de aditivos cristalizantes adicionados na massa do concreto, para uso em obras e estruturas novas. Sua principal função é reduzir o ingresso de águas agressivas e colmatar pequenas fissuras. Com isso, reduzem substancialmente o risco de reações deletérias, pois todas elas (AAR, sulfatos, carbonatação e cloretos)



► **Figura 2**
Impermeabilização por cristalização por pintura em 3.000 m² no pavimento de concreto da Ponte dos Remédios, na cidade de São Paulo, em 1999

dependem da presença de água. Barrear o ingresso da água é a missão e propósito desses aditivos (Fig. 1).

3. RECUPERAÇÃO DE PONTES COM O USO DE ADITIVO CRISTALINO NO BRASIL

Na impermeabilização e recuperação de pontes existentes, ou seja concretos “velhos”, inclusive nos blocos submersos da ponte, esses aditivos, agora aplicados superficialmente

como uma pintura ou revestimento, promovem a formação de novos cristais nos poros do concreto endurecido.

Quando as substâncias químicas ativas dos aditivos cristalinos reagem com os compostos dos poros da pasta de cimento no concreto endurecido, que contêm hidróxido de cálcio, alumínio, óxidos metálicos e a água, formam uma estrutura cristalina no interior desses poros capilares, selando permanentemente fissuras passivas com abertura de até 0,4 mm. Como resultado positivo, pode ser obtida uma vida útil adicional de vários anos, quando comparada ao concreto de referência.

A Ponte dos Remédios, sem manutenção estrutural desde a sua construção em 1968, entrou em processo de colapso no dia 03 de junho de 1997, após o rompimento das cordoalhas da primeira e segunda camada dos cabos de protensão na seção do apoio intermediário (Apoio 5.), provocando uma grande flecha no vão central da ponte Sul (cerca de 45 cm). Na seção de ruptura dos ca-

bos de protensão foi observada uma enorme abertura na superfície superior do tabuleiro, da ordem de 15 cm, em um trecho onde não deveria haver qualquer fissura. A falta de manutenção preventiva, aliada ao aumento das cargas devido aos sucessivos recapeamentos, e a perda da eficiência dos cabos de protensão devido à relaxação do aço, deram origem à abertura da junta de concretagem inicial, que acabou transformando-se em fissura no apoio intermediário da estrutura, no trecho hiperestático. Com o passar tempo, a infiltração de água de chuva ácida, associada a deficiente injeção de calda de nata de cimento nas bainhas própria daqueles anos 60, acelerou o processo de corrosão dos fios componentes dos cabos mais superficiais da seção, acarretando um processo progressivo de ruptura dos cabos de protensão.

Os procedimentos de emergência, recuperação e reforço estrutural da Ponte dos Remédios foram a remoção do pavimento original, para o alívio das cargas, e a execução de um pavimento alteado em concreto estrutural de alto desempenho e incorporado à laje do tabuleiro, através de colmeias de concreto celular. Já nessa ocasião, o aditivo cristalino foi utilizado para a impermeabilização por pintura e para o tratamento de fissuras de retração de até 0,4 mm em 3.000 m² do novo pavimento em concreto de alto desempenho da superestrutura do trecho sul da Ponte Remédios no final de 1999 (Fig. 2).

A Ponte Hercílio Luz, localizada em Florianópolis, é a maior ponte pênsil do Brasil, tendo 821 m de comprimento total, sendo um dos principais símbolos do Estado. Teve sua construção iniciada em 1922 e foi



► **Figura 3**
Reforço dos blocos de fundação da Ponte Hercílio Luz, impermeabilizados com aditivo cristalino, na cidade de Florianópolis, em 2018



inaugurada em 13 de maio de 1926. Durante as obras de restauração da Ponte Hercílio Luz, em 2018, foi realizado o processo de instalação das novas rótulas do lado insular, sendo esse um passo fundamental para deixar a ponte segura. As rótulas que ligam as torres com os blocos de fundação permitem a movimentação da ponte devido ao efeito da variação de temperatura. Após esse processo, foram instaladas 16 barras de olhais junto à torre insular e a concretagem do piso final da pista de rolamento, sobre o tabuleiro do viaduto, por onde passarão os veículos após a entrega da obra.

Ao todo, a ponte recebeu cerca de 2 mil toneladas de metal novo, o que representa aproximadamente 40% do peso da atual estrutura, para retornar à ao seu desempenho original. Para suportar a nova carga, os blocos de fundação foram reforçados com concreto dosado com aditivo cristalino,

com objetivo de reduzir riscos de fissuras, e evitar o acesso de água, reduzindo riscos de reações deletérias (Fig. 3).

4. A EVOLUÇÃO DO ADITIVO CRISTALINO

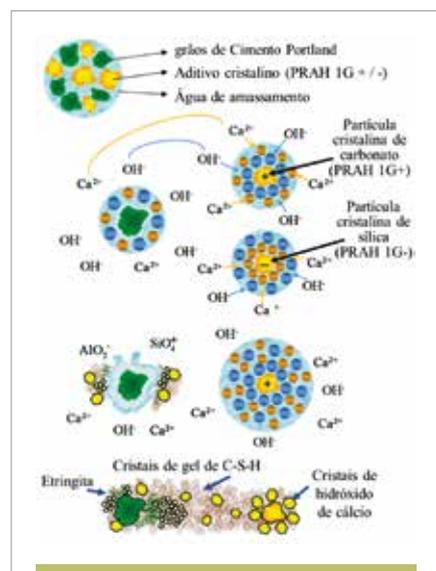
O aditivo cristalino consiste em uma mistura de cimento, areia e partículas cristalinas ativas de sílica e de carbonato. As partículas ampliadas em microscopia eletrônica de varredura (SEM) têm formas irregulares e tamanhos de cerca de 1 a 20 µm, e sua morfologia é semelhante à dos grãos de cimento. A análise de espectroscopia de raios X por dispersão em energia (EDS) confirma a presença de cálcio, oxigênio, silício, magnésio, alumínio e potássio. Este espectro é comparável ao de um cimento Portland comum, com exceção do pico de enxofre levemente maior.

Inicialmente, na primeira geração do aditivo cristalino mineral, estes eram constituídos de partículas cristalinas muito finas, hidraulicamente inativas e não pozolânicas, de sílica (teor de SiO₂ cristalina maior que 99% e superfície específica Blaine de 4.000 cm²/g) e de carbonato (teor de CaCO₃ cristalino maior que 95% e Blaine de 3.500 cm²/g), sendo utilizadas apenas como *fillers* para controlar a exsudação em concretos com baixo consumo de cimento. Estudos mostraram que essas partículas cristalinas de sílica e carbonato possuem muitas propriedades físicas e químicas surpreendentemente semelhantes à química dos “argilominerais”.

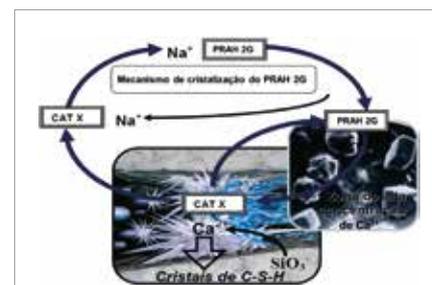
Ambas as partículas cristalinas de sílica (com carga eletrostática negativa) e de carbonato (com carga eletrostática positiva) estimulam diretamente as reações de hidratação,

por constituírem centros de nucleação para o hidróxido de cálcio (CH), agindo como “cristais-semente”. O resultado é uma camada dupla difusa de íons em razão do aumento do potencial Zeta das cargas eletrostáticas de íons positivos (Ca²⁺) e íons negativos (OH⁻), originadas da hidratação do grão de cimento Portland e adquiridas pelas partículas conforme a hidratação avança, com o consequente aumento da floculação e da taxa de precipitação de cristais de portlandita (CH), gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e das fases etringita (AFT) e monossulfoaluminato (AFm), conforme diagrama traduzido de RAHHAL (2012) e mostrado na Fig. 4.

A segunda geração do aditivo cristalino, avança com a incorporação de ácidos carboxílicos (-COOH⁻) sobre a camada dupla difusa de nuvens de íons positivo (Ca²⁺) e íons negativo (OH⁻), em torno da estrutura do aditivo cristalino de primeira geração. Essa inovação resultou em aumento significativo do potencial Zeta das cargas eletrostáticas, aumentando a capacidade de dupla troca catiônica dos seus íons. Estes, agora, são capazes



► **Figura 4**
Diagrama da hidratação do cimento Portland estimulado por partículas cristalinas de sílica e de carbonato (adaptado de Rahhal et al., 2012)



► **Figura 5**
Mecanismo do aditivo de cristalização e de dispersão, que provoca um efeito de dissolução e recristalização dos subprodutos da hidratação do cimento profundamente nas fissuras e porosidade do concreto

de intercalar o cálcio (Ca^{2+}) por íons de sódio (Na^+) ou potássio (K^+), de forma mais versátil e facilmente obtida, proporcionando ao novo aditivo cristalino maior capacidade para a cristalização. Há também maior poder de dispersão das partículas do aditivo cristalino através da porosidade do concreto. Nesse processo, o novo aditivo cristalino precipita uma reação química para provocar um efeito de dissolução e recristalização dos subprodutos da hidratação do cimento, formando uma nova estrutura de cristais não solúveis de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), etringita ($\text{C}_6\text{ASH}_{32}$) e carbonato de cálcio (CaCO_3), profundamente alocada nas fissuras e porosidade do concreto, conforme Fig. 5.

A partícula cristalina de carbonato mais porosa do aditivo cristalino pode ser impregnada com uma solução de sais de flúor, fósforo e magnésio. Com a presença de umidade, os sais de flúor difundem-se na matriz fissurada para formar íons fluoreto. Estes íons reagem com produtos da hidratação C-S-H e CH e da carbonatação (CaCO_3) para formações amorfas mais estáveis, análogas à *apatita* (CaF_2), resultando em uma matriz mais densa e mais resistente a ácidos, dentro de

uma faixa ampla de pH de 3 a 11, e de cristais análogos à *enstatita* (MgSiO_3), que são bastante estáveis em larga faixa de temperatura permanente a partir de -32°C até $+130^\circ\text{C}$.

Essa estrutura cristalina integral preenche profundamente os poros e as fissuras, tornando o concreto impermeável e protegido quimicamente. Agentes de cura química à base de fluorsilicatos de magnésio (MgSiF_6) e ácido málico ($\text{C}_4\text{H}_6\text{O}_5$ com duas terminações $-\text{COOH}$) são utilizados para acelerar o processo de cristalização e, também, como inibidores de evaporação, pois cada molécula de MgSiF_6 retém 300 moléculas de água.

A terceira geração do aditivo cristalino (3G) incorpora agentes químicos expansores à base de sulfoalumina de cálcio (CSA) ao aditivo cristalino 2G, de modo a obter uma capacidade aprimorada de autocicatrização “engenhurada” para fissuras com aberturas maiores que 0,4. Produtos de cicatrização no interior das fissuras foram analisados usando microscópio eletrônico de varredura ambiental (ESEM), equipados com EDS. Os resultados da análise química mostraram que os produtos de autocicatrização são compostos por CaCO_3 , C-S-H e etringita. A proporção dos compostos minerais cicatrizados depende da condição de exposição na cura e do tipo de materiais cimentícios utilizados. Condições de exposições de cura em ciclos úmidos / secos mostraram a melhor recuperação mecânica, enquanto a condição de cura somente aérea não contribuiu com um fenômeno visível de cicatrização

Estruturas expostas a meios aquosos agressivos, que contêm microrganismos, podem sofrer deterioração na matriz de cimento com a produção de ácidos biogênicos agressivos

e, também, através da formação de um biofilme na superfície. Mas, esses fenômenos de corrosão induzida por microrganismos (MIC) ainda não foram completamente compreendidos.

A quarta geração do aditivo cristalino (4G) adiciona propriedades antimicrobianas ao aditivo cristalino 3G. Através de um mecanismo eletrofísico, baseado em uma nova química de “organosilano”, o aditivo cristalino 4G se liga de forma molecular aos produtos de hidratação de cimento e rompe a membrana celular de bactérias aeróbicas (*Escherichia coli* e *Staphylococcus aureus*) e anaeróbicas (*Thiobacillus novellus* e *Thiobacillus concretivorus*). A eficácia pode ser comprovada através da metodologia modificada ISO 22.196 – “Medição da atividade antibacteriana em plásticos e outras superfícies não porosas”. A formação deste biofilme sobre o concreto autocicatrizante do aditivo cristalino 4G antimicrobiano pode atuar como uma camada protetora contra a deterioração biológica. Antes do encerramento do Comitê Técnico 221-SHC - “Fenômenos de autocicatrização em materiais à base de cimento”, foi criado, em 2013, o Comitê Técnico 253-MCI da RILEM - “Interações entre microrganismos e materiais à base de cimento”. O objetivo foi preencher a lacuna do conhecimento da interação das bactérias com os concretos autocicatrizantes e o estudo da bioreceptividade dos biofilmes formados sobre este tipo de concreto.

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O estudo de TAKAGI *et al.* (1996) investigou os efeitos após 1 ano da aplicação do aditivo cristalino no lado inferior do pavimento em concreto armado de uma ponte rodoviária que



► **Figura 6**
Fissuração intensa vista pelo lado inferior do pavimento em concreto, com aberturas entre 0,1 a 0,2 mm

Fonte: TAKAGI, *et al.*, 1996





► **Figura 7**

Amostras para o ensaio de resistência à compressão axial e ensaio de permeabilidade

Fonte: acervo dos autores



► **Figura 8**

A tendência à diminuição do volume de água passante das amostras tratadas evidenciou a capacidade de autocicatrização do aditivo cristalino de quarta

Fonte: TAKAGI, et al., 1996, p. 345

apresentava fissuração intensa (Viaduto Kitagashira), devido aos carregamentos repetitivos do tráfego médio diário de 40.000 caminhões, configurando 40% do tráfego total na Rota Nacional 23 no Japão (Fig.6).

Foram extraídos testemunhos com Ø10 cm x 20 cm de altura do concreto do pavimento em duas seções, uma com aplicação do catalisador cristalino e outra sem aplicação, para fins de comparação. Desses testemunhos, foram retiradas amostras para os ensaios de resistência à compressão axial e ensaios de permeabilidade (Fig. 7).

Os resultados do ensaio de resistência à compressão axial mostraram um aumento médio de 28% em rela-

ção às amostras não tratadas, embora não se julgue que a diferença seja resultado do efeito exclusivo do aditivo cristalino.

Os resultados do ensaio de permeabilidade está apresentado na Fig. 8, na qual se verifica que o grupo das amostras tratadas com o catalisador cristalino apresenta um volume inicial mais baixo do que as amostras não tratadas. Nela também se verifica a tendência à diminuição do volume de água passante das amostras tratadas, o que evidencia a sua capacidade de autocicatrização.

Foram retiradas amostras para microscopia eletrônica de varredura (Fig. 9), que gerou micrografias com uma ampliação de 1.000 vezes. Pode ser observado um crescimento de cristais

de cimento nos vazios das fissuras das amostras tratadas com o catalisador cristalino (Fig. 10A). Nas amostras não tratadas (Fig. 10B), apenas a parede do gel pode ser observada.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

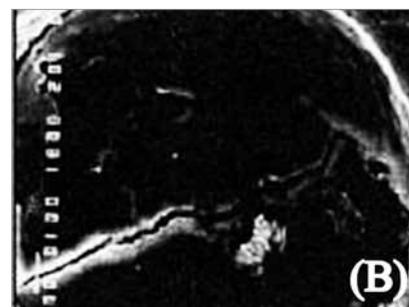
Além das pesquisas recentes aqui relatadas que foram conduzidas no ITA/CTA, em São José dos Campos/SP, e das pesquisas no exterior também relatadas, atualmente, no Brasil, o grupo de pesquisa da NORIE/UFRGS vem desenvolvendo estudos sobre o fenômeno da autocicatrização em matrizes cimentícias desde 2005.



► **Figura 9**

Amostras para o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Fonte: acervo pessoal de Emilio Takagi



► **Figura 10**

Micrografias de cristais nas fissuras tratadas com o catalisador cristalino (A) e apenas a parede do gel nas amostras não tratadas (B)

Fonte: TAKAGI, et al., 1996

Já existem avanços na pesquisa sobre métodos de ensaio e avaliação da autocatrização do concreto nos seguintes tópicos: avaliação de diferentes tipos de cimento; influência do ambiente de exposição; avaliação do emprego de adições minerais: análise da utilização de aditivos cristalizantes e influência de polímeros superabsorventes (PSA).

Os aditivos cristalinos são disponíveis no mercado brasileiro em duas versões: a versão normal, que é dosada a 2,0% sobre o peso de cimento; e a versão

mais concentrada, que é empregada com a metade da dosagem, entre 0,8 e 1,0%. Os aditivos cristalinos 3G podem ser fornecidos em embalagens de sacos hidrossolúveis para facilitar a mistura no concreto e minimizar os riscos de erros na dosagem dos caminhões-betoneira na usina ou no canteiro de obra.

Pigmentos fotocromáticos – que mudam de cor de forma reversível quando expostos aos raios ultravioletas ou luz negra – podem ser adicionados ao aditivo cristalino. Isto permite a verificação

e validação do plano de concretagem na obra, de modo a ser visível à distância, dado que a água de exsudação do concreto aditivado com aditivo cristalino apresenta uma coloração amarelo neon fluorescente.

Procedimentos de controle de qualidade recomendados em obra para a aceitação e conformidade do concreto autocatrizante “engenheirado” devem ser conduzidos seguindo os requisitos técnicos da norma ABNT NBR 12.655: 2015. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Instituto Brasileiro do Concreto. Manifestação do IBRACON sobre o lamentável acidente na Capital Federal. IBRACON, fevereiro de 2018. Disponível em http://marketing.artainterativa.com.br/ver_mensagem.php?id=HI10512526781149252256388359600.
- [2] MAGALHÃES, Catullo P.; FOLLONI, R.; FURMAN, H. Análise da Patologia das Obras de Arte do Município de São Paulo. In: Simpósio Nacional de Reforços, Reparos e Proteção das Estruturas de Concreto, São Paulo, maio 1989. Anais. São Paulo, EPUSP, 1989, p. 3-17.
- [3] TAKAGI, E. et al. Repair of road bridge RC floor slab with advanced cracks from the floor underside. In: 51st Annual Meeting of Civil Engineering Society of Japan. Tokyo: [s.n.]. 1996. Proceedings... p. 344-345.



1º FÓRUM

Sobre Riscos de Acidentes
& Responsabilidade Civil
de Empresas e Pessoas

Diante das tragédias e acidentes recentes, o evento busca fomentar o entendimento sobre as normas aplicadas, o atual estágio de monitoramento, a fiscalização desses empreendimentos, a **responsabilidade civil dos diversos níveis hierárquicos** envolvidos na área de inspeção, **os deveres, e os possíveis impactos jurídicos** sobre empresas e pessoas.

> **FAÇA A SUA INSCRIÇÃO:**
abendieventos.org.br/forumrcr/
(11) 5586-3197 ou eventos@abendi.org.br

Sede da Abendi
18 DE JUNHO | SÃO PAULO

Associados IBRACON
têm desconto na inscrição do evento!

Apoio:



Realização:



XII Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas

A 12ª edição do Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas (XII SBTA) acontece de 11 a 13 de junho, no Centro de Cultura e Eventos da Universidade Federal de Goiás, em Goiânia.

O SBTA discutirá as contribuições da pesquisa científica e tecnológica sobre a tecnologia das argamassas, assim como os índices de produtividade na execução dos revestimentos.

O evento é realizado pela Associação

Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído (ANTAC) e pelo Grupo de Trabalho de Argamassas, contando com o apoio do IBRACON.

As inscrições podem ser feitas no site www.sbta2019.com.br.

IBRACON na Estrada Gaúcha

A Regional do IBRACON no Rio Grande do Sul está com nova programação de seminários de atualização tecnológica em várias cidades do estado. O objetivo é divulgar as pesquisas

científicas voltadas para o mercado da construção civil.

Com patrocínio das empresas Builder, Concretus, MC e Votorantim, e apoio do itt Performance, os seminários serão

abertos ao público, sendo realizados das 19 às 22 horas. No segundo semestre, eles serão realizados em Santa Maria (agosto), Erechim (setembro) e São Leopoldo (outubro).

São Carlos apoia Encontro ABECE-UFSCar

A Regional de São Carlos está apoiando a organização do 5º Encontro ABECE-UFSCar em Engenharia de Estruturas, que acontece dia 8 de agosto,

a partir das 14h, no Auditório Florestan Fernandes da UFSCar, em São Carlos.

O tema deste ano é Projeto e Execução de Estruturas Mistas. O diretor de rela-

ções institucionais, Prof. Túlio Nogueira Bittencourt, ministrará palestra sobre monitoramento de estruturas de pontes mistas ferroviárias no evento.

Atividades na Regional do Rio de Janeiro

A Regional IBRACON do Rio de Janeiro promoveu, no dia 15 de maio, no Clube de Engenharia, uma palestra sobre o controle de aceitação da resistência à compressão do concreto. O ministrante, Prof. Paulo Helene, diretor técnico do IBRACON, comparou as normas ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 12655 com suas correlatas norte-americanas ACI 318 e ACI 214 e europeias EUROCODE II e EM 206.

Em sua intervenção, o Prof. Paulo Helene aplicou as recomendações feitas pelas normas citadas num estudo de caso real, onde foi aplicado um traço de concreto f_{ck} de 40 Mpa, autoadensável,

produzido durante dois anos e nove meses para ser aplicado em estrutura de um grande empreendimento na cidade de São Paulo.

Já, no dia 5 de junho, a palestra do Eng. Fábio Bruno Pinto, ganhador do *World Demolition Award* de 2011, 2013 e 2016, abordou

o planejamento, os riscos envolvidos e a execução de implosões de estruturas e edificações. Sua palestra focou a implosão de três prédios de concreto



estrutural em Nassau, nas Bahamas. Os eventos são uma realização conjunta do IBRACON, da ABECE e da Divisão Técnica do Clube de Engenharia.

Semana de Engenharia em Uberlândia

A XII Semana de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia aconteceu de 3 a 7 de junho, no campus Santa Mônica. Seu propósito foi promover a integração e a troca de informações entre profissionais, alu-

nos e professores de engenharia civil e áreas afins.

Durante o evento os participantes puderam assistir a palestras técnicas relacionadas às áreas de estrutura, transporte, geotecnia, hidráulica,

saneamento e construção civil. Participaram ainda de discussões ocorridas em mesas-redondas, puderam se inscrever em minicursos e em visitas técnicas.

O evento foi apoiado pelo IBRACON.

Semana Acadêmica de Arquitetura e Urbanismo da Unisul

Durante a Semana Acadêmica do curso de Arquitetura e Urbanismo da Unisul, de 13 a 15 de maio, em Florianópolis (13, 14 e 15 de maio), foi desenvolvida pelo diretor regional do IBRACON na região, Prof. Joécio Stocco, uma oficina sobre métodos construtivos e ensaios auxiliares de diagnóstico de



edificações, com a participação de alunos de graduação, egressos e intercambistas. Na oficina foi apresentada a importância da exe-

cução dentro das boas práticas e da monitoração dos diversos sistemas que compõem um edifício. Salientou-se a colaboração que o

IBRACON tem dado para a sociedade nesse sentido, disponibilizando cursos, palestras e publicações sobre o tema.

2º Seminário de Patologia das Construções em Minas Gerais

Cerca de 220 pessoas participaram do 2º Seminário de Patologia das Construções de Minas Gerais, no dia 21 de março, no auditório do campus Silva Lobo do Centro Universitário Newton Paiva.

O evento foi promovido pela diretoria regional da Associação Brasileira de Patologia das Construções (AICONPAT Brasil) e pela diretoria regional do IBRACON, contando com apoio do IDD.

A Regional IBRACON está apoiando o Seminário Ciclo do Concreto, que vai acontecer no dia 11 de junho, no Auditório da Federação das Indústrias de Minas Gerais (FIEMG). 





Instituto Brasileiro do Concreto

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

Fundado em 1972, seu objetivo é **promover e divulgar conhecimento sobre a tecnologia do concreto e de seus sistemas construtivos para a cadeia produtiva do concreto**, por meio de publicações técnicas, eventos técnico-científicos, cursos de atualização profissional, certificação de pessoal, reuniões técnicas e premiações.

Associe-se ao IBRACON! Mantenha-se atualizado!

- Receba gratuitamente as quatro edições anuais da **revista CONCRETO & Construções**
- Tenha descontos de até **50%** nas **publicações técnicas do IBRACON** e de até **20%** nas **publicações do American Concrete Institute (ACI)**
- Descontos nos eventos promovidos e apoiados pelo **IBRACON**, inclusive o **Congresso Brasileiro do Concreto**
- Oportunidade de participar de **Comitês Técnicos**, intercambiando conhecimentos e fazendo valer suas **opiniões técnicas**

Fique bem informado!

 www.ibracon.org.br

 facebook.com/ibraconOffice

 twitter.com/ibraconOffice



IBRACON



61°
CONGRESSO
BRASILEIRO
DO CONCRETO
IBRACON
2019

15 A 18 OUT
FORTALEZA - CEARÁ

DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO - AVANÇOS TECNOLÓGICOS

MAIOR E MAIS IMPORTANTE FÓRUM TÉCNICO NACIONAL SOBRE A TECNOLOGIA DO CONCRETO E SEUS SISTEMAS CONSTRUTIVOS

TEMAS

- ▶ Análise Estrutural
- ▶ Gestão e Normalização
- ▶ Materiais e Propriedades
- ▶ Materiais e Produtos Específicos
- ▶ Métodos Construtivos
- ▶ Projeto de Estruturas
- ▶ Sistemas Construtivos Específicos
- ▶ Sustentabilidade

PROGRAMAÇÃO

- ▶ Conferências Plenárias
- ▶ Sessões Técnico-científicas
- ▶ Seminários e Mesas-Redondas
- ▶ Concursos Técnicos
- ▶ Cursos Master PEC
- ▶ Premiações

COTAS DE PATROCÍNIO E EXPOSIÇÃO

- ▶ Excelentes oportunidades para divulgação, promoção e relacionamento
- ▶ Espaços comerciais na XV FEIBRACON – Feira Brasileira das Construções em Concreto
- ▶ Palestras técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias
- ▶ Inscrições gratuitas no evento para seus funcionários

CONTATOS



11 3735-0202



office@ibracon.org.br



www.ibracon.org.br



ibraconOffice



ibraconOffice



IBRACON