

CONCRETO

& Construções

Ano LIV
123
JUL-SET | 2026

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



INSPEÇÃO, MONITORAMENTO E MANUTENÇÃO

METODOLOGIAS E NOVAS TECNOLOGIAS PARA GERIR CICLO DE VIDA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

PERSONALIDADE ENTREVISTADA

FÁBIO NUNES:
MONITORAMENTO REMOTO
POR SATÉLITE DE OAES

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

REFORÇO DE PILARES DE
CONCRETO COM CONFINAMENTO
PARCIAL DE POLÍMEROS

ENTIDADES DA CADEIA

DA RECICLAGEM DE
MATERIAIS À DESCARBONIZAÇÃO
DAS ESTRUTURAS

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

ADITIVOS



PROTENSÃO



ARMADURA



ADIÇÕES



EQUIPAMENTOS



ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



JUNTE-SE A ELAS

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

PRÉ-FABRICADOS



CONTROLE TECNOLÓGICO



CONCRETO



FIBRAS



FÓRMAS



GOVERNO



EVENTOS



CIMENTO



INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

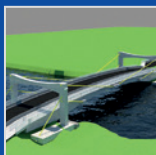
16 Estado atual do monitoramento remoto no gerenciamento integrado de OAE no país

22 InSAR como ferramenta de alerta precoce no monitoramento de OAEs: o caso da Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA)



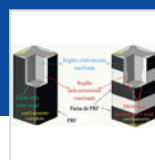
26 Inspeção extraordinária e monitoramento dinâmico da Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA)

34 Reforço estrutural de ponte em concreto protendido mediante sistema estaiado externo: estudo de caso em Paraty-RJ



PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

47 Reforço de pilares de concreto pelo confinamento parcial com polímeros



55 Colaboração da armadura transversal na região de traspasse

61 Influência do tipo de agregado graúdo no índice esclerométrico de concretos convencionais



CAPA
PONTE SOBRE O RIO PARAIBA, NA BR-101/PB.
CRÉDITO: DNIT

Seções

- 5 EDITORIAL
- 6 COLUNA INSTITUCIONAL
- 7 CONVERSE COM O IBRACON
- 9 PERSONALIDADE ENTREVISTADA: FÁBIO NUNES
- 41 MANTENEDOR
- 69 ENTIDADES DA CADEIA
- 76 ENCONTROS E NOTÍCIAS
- 78 ACONTECE NAS REGIONAIS



REVISTA OFICIAL DO IBRACON

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

ISSN 1809-7197

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

EDITOR-CHEFE
→ Prof. Bernardo Fonseca Tutikian

JORNALISTA RESPONSÁVEL
→ Fábio Luís Pedroso — MTB 41.728
fabio@ibracon.org.br

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

PROJETO GRÁFICO E DTP
→ Gill Pereira — MTB 21.353
gill.pereira@gmail.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO
office@ibracon.org.br

GRÁFICA
Elyon
Preço: R\$ 12,00



INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO
Fundado em 1972
Declarado de Utilidade Pública Estadual
Lei 2538 de 11/11/1980
Declarado de Utilidade Pública Federal
Decreto 86871 de 25/01/1982

JULIO TIMERMAN
DIRETOR PRESIDENTE

PAULO HELENE
DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE

ENIO PAZINI FIGUEIREDO
DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE

CLÁUDIO SBRIGHI NETO
DIRETOR 1º SECRETÁRIO

CÉSAR HENRIQUE SATO DAHER
DIRETOR 2º SECRETÁRIO

NELSON COVAS
DIRETOR 1º TESOUREIRO

PAULA LACERDA BAILLOT
DIRETORA 2ª TESOUREIRA

CARLOS AMADO BRITZ
DIRETOR TÉCNICO

MAURÍCIO BIANCHINI
DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

ELYSON ANDREW POZO LIBERATI
DIRETOR DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

BERNARDO FONSECA TUTIKIAN
DIRETOR DE PUBLICAÇÕES

TÚLIO NOGUEIRA BITTENCOURT
DIRETOR DE EVENTOS

JÉSSICA MARIANA PACHECO MISKO
DIRETORA DE CURSOS

PATRICIA FALCÃO BAUER LOURENÇO GASPARIAN
DIRETOR DE CERTIFICAÇÃO DE PESSOAL

RAFAEL TIMERMAN
DIRETOR DE MARKETING

JÉSSICA ANDRADE DANTAS
DIRETORA DE ATIVIDADES ESTUDANTIS

IBRACON

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

PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL

Fernanda Pacheco

COMITÊ EDITORIAL MEMBROS

- Elyson Liberati (Estruturas e Materiais Não Convencionais)
- Fabiano Ferreira Chotoli (Qualidade e Desempenho)
- Geilma Vieira (Concreto e Durabilidade)
- Hinoel Zamis Ehrenbring (Concreto e Durabilidade)
- Manfredo Belohuby (Cimentos e Aditivos)
- Paulo Helene (Estruturas de Concreto)

→ Raduan Krause Lopes (Cimentos e Aditivos)

→ Ricardo Couceiro Bento (Projeto Estrutural)

→ Sandra Bertocini (Concreto e Durabilidade)

→ Vinicius Kayser Ortolan (Estruturas e Materiais Não Convencionais)

PRESIDENTE DO COMITÊ CIENTÍFICO

Elaine Pavei

COMITÊ CIENTÍFICO MEMBROS

- Angélica Koppe (IPOG)
- Bárbara Jordani (UNIIVAN)

→ Bruna Manica Lazzari (PUCRS)

→ Edna Possan (UNILA)

→ Fernanda Lamego Guerra (UFRGS)

→ Gláucia Dalfre (UFSCAR)

→ Marcelo H. F. de Medeiros (UFPR)

→ Margot Fabiana Pereira (UFSCAR)

→ Mariana Posterli (UFMT)

→ Roberto Christ (UNISINOS)

Sistema integrado de inspeção, monitoramento e manutenção **como garantia do desempenho estrutural**

Caro leitor,



A crescente complexidade dos sistemas estruturais e as demandas por durabilidade, segurança e economia têm consolidado a **gestão do ciclo de vida das estruturas** como um dos principais desafios contemporâneos da engenharia civil.

A preservação e a segurança de Obras de Arte Especiais (OAEs) e edifícios demandam a integração contínua entre técnicas de inspeção, simulação numérica e tecnologias

de intervenção estrutural. Os artigos selecionados para esta edição refletem o tema central da **“Inspeção, monitoramento e manutenção de estruturas de concreto”**, reunindo conceitos fundamentais de comportamento dos materiais e técnicas emergentes nessa área do conhecimento.

A presente edição se estrutura a partir de uma abordagem integrada, na qual os processos de inspeção, manutenção e reforço são compreendidos como parte de um **sistema contínuo de avaliação e garantia do desempenho estrutural**. Nesse sentido, destaca-se a incorporação crescente de tecnologias avançadas - como sensores inteligentes, sistemas de aquisição de dados em tempo real, inspeção remota e modelagem numérica -, que viabilizam a implementação de estratégias de **monitoramento preditivo** em obras de infraestrutura.

Os artigos selecionados evidenciam a diversidade e a profundidade das investigações atuais. Observam-se contribuições relevantes no campo do reforço estrutural com materiais compósitos, cujos estudos apontam para ganhos importantes de capacidade resistente e eficiência no uso de reforço externo em concreto armado.

No campo do projeto e do reforço, salientam-se nesta edição os importantes avanços tecnológicos para incorporação do efeito confinante das armaduras transversais na ancoragem, o que possibilita otimizar o consumo de aço e reduzir o comprimento de ancoragem e traspasse de barras longitudinais.

Particular atenção é conferida às metodologias contemporâneas de inspeção, monitoramento e manutenção de ativos viários, com destaque para as técnicas de **Interferometria por Radar de Abertura Sintética (InSAR)**. Com foco na gestão de OAEs, a inspeção de pontes e viadutos beneficia-se diretamente do auxílio destas ferramentas digitais. A integração entre inspeções de campo com recursos de sensoriamento remoto revoluciona a forma de monitoramento. Tais abordagens ampliam a capacidade de diagnóstico das estruturas ao proporcionar maior precisão, segurança operacional, abrangência espacial, otimizam o processo de vistoria, reduzem custos operacionais e qualificam a inspeção, contribuindo para a consolidação de modelos baseados em risco e desempenho.

A entrevista desta edição enfatiza e consolida o panorama das técnicas digitais de monitoramento e inspeção de OAEs, com uma conversa com o engenheiro civil, diretor de infraestrutura de transportes do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Fábio Nunes, sobre a importância das tecnologias na inspeção, modelagem numérica e o uso de gêmeos digitais na gestão de pontes e viadutos.

Adicionalmente, a edição contempla discussões relevantes sobre comportamento estrutural e avaliação de materiais, como a influência das características dos agregados em propriedades específicas do concreto.

Esta edição explora temas e metodologias que não são plenamente contemplados nas diretrizes normativas brasileiras. Tratam-se, contudo, de considerações e técnicas consagradas internacionalmente, que possuem um potencial de exploração pela engenharia prática nacional. Esses estudos reforçam a necessidade de constante revisão crítica dos modelos normativos e das práticas de engenharia, à luz de evidências experimentais e da variabilidade dos materiais.

Por fim, ao integrar contribuições acadêmicas, estudos aplicados e reflexões institucionais, esta edição reafirma-se como um espaço qualificado para a difusão do conhecimento técnico-científico. Espera-se, assim, fomentar o avanço de práticas mais robustas de inspeção, manutenção, monitoramento e reforço, promovendo a **segurança, durabilidade e resiliência das estruturas** no contexto brasileiro.

Tenha uma excelente leitura!

VINICIUS ORTOLAN
EDITOR ASSOCIADO

Venha para o 67º Congresso Brasileiro do Concreto

Prezados colegas do IBRACON,



O IBRACON tem procurado sempre aprimorar o seu evento principal: o Congresso Brasileiro do Concreto. Preparamos a próxima edição — 67CBC — com todo cuidado para torná-lo ainda mais informativo e abrangente.

O 67º Congresso Brasileiro do Concreto (67CBC) vai acontecer de 30 de setembro a 3 de outubro, no Centro de Convenções de Natal, no Rio Grande do Norte, sob a bandeira “NOVAS FRONTEIRAS TECNOLÓGICAS PARA O CONCRETO”.

Promovido pelo Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, o evento se destaca pela participação de renomados pesquisadores de instituições nacionais e internacionais. Neste ano, será realizado em paralelo o 15º Congresso Ibero-Americano de Pavimentos de Concreto, em organização conjunta com a ABESC (Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem) e a FIHP (Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado).

O diretor-executivo da Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado — FIHP e diretor geral da Cámara Colombiana do Cimento e do Concreto, Eng. Manuel Lascarro, apresentará palestra magna intitulada “Panorama mundial de la Industria del Concreto”.

O vice-presidente da Associação Internacional para Engenharia de Pontes e Estruturas (IABSE) e professor da Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Prof. José Matos, vai tratar da gestão e manutenção de pontes de concreto em sua palestra intitulada “A problemática da operação e manutenção de Infraestruturas de concreto. Como podemos fazer melhor?”.

Para fechar nossas palestras magnas, o Engenheiro Alio Ernesto Kimura, diretor da TQS-Informática e secretário das normas ABNT NBR 6118:2014 e 2023 e ABNT NBR 15200:2012, apresentará palestra intitulada “Comparação entre Normas para Concreto - Aprendizado e Conclusões”.

A cada ano, o evento divulga centenas de artigos sobre recentes pesquisas científicas e tecnológicas sobre o concreto realizadas nas universidades e empresas brasileiras. Esses artigos versam sobre materiais e propriedades, durabilidade e sustentabilidade de concretos e argamassas, análise e projeto,

pré-moldados e pré-fabricados, proteção contra incêndio de estruturas de concreto e mistas. Nesta edição foram recebidos 967 resumos e aprovados 957. Dos artigos recebidos, 413 foram aprovados pela comissão científica do evento para apresentação e publicação.

As atividades paralelas contam ainda com a realização de diversos Seminários e Simpósios, tais como: XVII Seminário de Sustentabilidade das Estruturas de Concreto, V Simpósio Sobre Durabilidade das Estruturas de Concreto, Sessão Corujão: Aplicação do Método da Maturidade Para Estruturas de Concreto, IV Seminário de Concreto Dosado em Central, II Seminário de Modelagem Avançada Aplicada ao Projeto Estrutural, Seminário de Temas Controversos, Seminário de Edifícios Altos, 5º Seminário de Materiais Não Convencionais Para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado Com Fibras, Seminário de Argamassas, e II Seminário de Nanomateriais Para Aplicação em Concretos.

Informações detalhadas e atualizadas sobre cada um dos seminários podem ser obtidas diretamente na página do evento: <https://concreto.org.br/67cbc/programacao/>.

O 67CBC promove também os tradicionais concursos técnicos, com a participação centenas de estudantes dos cursos de engenharia civil, arquitetura e tecnologia, em competições saudáveis e enriquecedoras. Nesta edição acontecerão os concursos Aparato de Proteção ao Ovo (desafia os alunos a construir um pórtico de concreto que suporte cargas dinâmicas) Concrebol (engaja os estudantes na confecção de uma bola de concreto resistente) e Ousadia (propõe a realização de um projeto arquitetônico viável tecnicamente).

As empresas do setor construtivo apresentarão seus produtos e serviços aos participantes na Feira Brasileira da Construção em Concreto — FEIBRACON e artigos técnico-promocionais no Seminário de Novas Tecnologias.

O evento conta com inestimável suporte dos patrocinadores Votorantim Cimentos, Cimento Apodi, Chryso, Gerdau, Ins-tron, MC Bauchemie e Concrete Show, dos expositores ABCP, ABESC, Aditibras, Atex Brasil, IMB, MIDAS, Multiplus, Sika, Silo-Connect, T&A, e TQS, e com 10 entidades apoiadoras.

O evento é voltado a profissionais de escritórios de engenharia e arquitetura, laboratórios de controle da qualidade, construtoras, fornecedores de materiais, equipamentos e serviços para construção, órgãos governamentais, entidades de ensino e de pesquisa, e entidades técnicas. Esperamos que todos os participantes aproveitem ao máximo esse importante e tradicional evento da Engenharia Nacional.

TÚLIO NOGUEIRA BITTENCOURT
DIRETOR DE EVENTOS – IBRACON

PERGUNTAS TÉCNICAS

ENVIE SUA PERGUNTA PARA O E-MAIL:
fabio@ibracon.org.br

O QUE SÃO OS GÊMEOS DIGITAIS? DEFINA E CARACTERIZE A TECNOLOGIA.

Um Gêmeo Digital é uma representação digital de um objeto, sistema ou processo do mundo real, conectada à sua contraparte física por meio de dados e informações. A ideia central é criar, no ambiente virtual, uma representação capaz de acompanhar e reproduzir aspectos relevantes do que acontece no mundo físico.

Michael Grieves, um dos principais formuladores do conceito, descreve o Gêmeo Digital a partir de três componentes básicos: o objeto físico, o objeto digital correspondente e a conexão entre os dois. Os dados obtidos no mundo físico alimentam o ambiente digital, enquanto as análises e informações produzidas no ambiente virtual podem ser utilizadas para compreender, prever ou orientar ações sobre o sistema real.

Assim, um Gêmeo Digital não é simplesmente um modelo 3D ou uma representação gráfica. Sua principal característica é a integração entre o físico e o digital. Dependendo da aplicação, essa conexão pode permitir o acompanhamento do estado atual de um sistema, a realização de simulações, a previsão de comportamentos futuros e o apoio à tomada de decisão. A frequência de atualização, o volume de dados e o nível de detalhamento do modelo dependem da finalidade para a qual o Gêmeo Digital foi desenvolvido. Grieves destaca, inclusive, que a sincronização pode ser periódica ou contínua, conforme o caso de uso. Assim, determinadas informações precisam estar disponíveis no “tempo certo”, e não necessariamente em tempo real.

QUANDO OS GÊMEOS DIGITAIS SURTIRAM? ONDE? EM QUAIS SETORES?

A origem conceitual costuma ser associada ao setor aeroespacial. Entre 1967 e 1972, durante o programa Apollo, a NASA

utilizava réplicas físicas das espaçonaves para simular condições de operação e solucionar problemas em solo. O episódio da Apollo 13 é um exemplo clássico desse princípio de “ter um gêmeo” do sistema real para testar soluções sem intervir diretamente no ativo em operação.

A formulação propriamente digital começou a ganhar forma no início dos anos 2000. Em 2002, Michael Grieves apresentou o conceito no contexto do Gerenciamento do Ciclo de Vida do Produto (PLM), propondo a integração entre um sistema físico e sua representação digital. Em 2012, a NASA incorporou formalmente o conceito ao seu roadmap tecnológico, em conjunto com pesquisas da Força Aérea dos Estados Unidos, com foco em aeronaves, monitoramento de desempenho e manutenção preditiva.

A partir daí, os Gêmeos Digitais se difundiram para a manufatura, energia, robótica, logística, cidades inteligentes, transportes e, mais recentemente, para a construção civil e a gestão de infraestruturas.

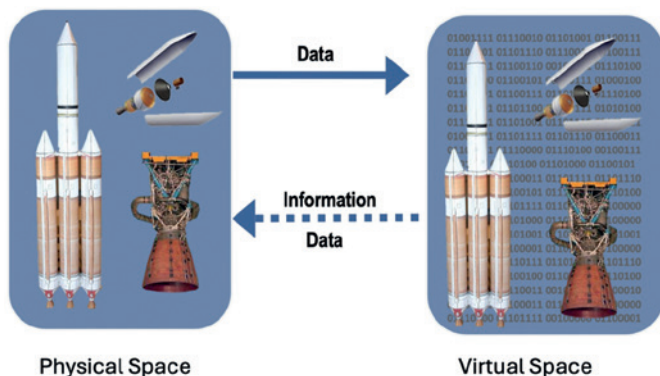
QUANDO OS GÊMEOS DIGITAIS FORAM PRIMEIRAMENTE APLICADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL? ONDE? EM QUAIS OBRAS? PARA QUAIS FINALIDADES?

Não há um único projeto universalmente reconhecido como a primeira aplicação de Gêmeos Digitais na construção civil. Isso ocorre porque a tecnologia surgiu no setor de forma gradual, a partir da integração de ferramentas que já vinham sendo utilizadas separadamente, principalmente BIM, sensores, Internet das Coisas (IoT), computação em nuvem e sistemas de simulação. Por isso, alguns trabalhos anteriores já apresentavam características hoje associadas aos Gêmeos Digitais, mesmo sem utilizar essa denominação.

Em 2018, por exemplo, Li et al. desenvolveram em Hong Kong uma plataforma para acompanhar a montagem de componentes pré-fabricados no canteiro, conectando o modelo BIM às informações coletadas em tempo real por tecnologias IoT e RFID.

No campo das pontes, 2019 também é um marco importante. Shim et al. publicaram uma das primeiras aplicações do conceito de Gêmeo Digital especificamente voltada à manutenção de pontes de concreto protendido. O trabalho propôs integrar um modelo tridimensional da ponte com um modelo da condição real obtido por técnicas como escaneamento 3D, imagens de drones e processamento de imagens. A finalidade era registrar a evolução dos danos, atualizar as informações de inspeção e fornecer uma base mais confiável para manutenção preventiva e tomada de decisão ao longo da vida útil da estrutura.

Assim, se for necessário estabelecer um marco temporal, eu diria que a incorporação dos Gêmeos Digitais à construção civil ocorre entre 2018 e 2019. Em 2018 já existiam aplicações que reuniam BIM e dados provenientes do mundo físico em tempo real, mas ainda eram apresentadas principalmente como sistemas BIM-IoT. A partir de 2019, o termo Gêmeo Digital passa a aparecer explicitamente em aplicações de edificações e obras



GRIEVES, Michael. *Digital Twin Phases and Futures. Digital Engineering*, v. 6, 2025, 100053, p. 2

de infraestrutura, inicialmente com foco em monitoramento, gestão de ativos, operação e manutenção.

Referências

LI, C. Z.; XUE, F.; LI, X.; HONG, J.; SHEN, G. Q. *An Internet of Things-enabled BIM platform for on-site assembly services in prefabricated construction. Automation in Construction*, v. 89, p. 146-161, 2018. DOI: 10.1016/j.autcon.2018.01.001.

SHIM, C. S.; DANG, N. S.; LON, S.; JEON, C. H. *Development of a bridge maintenance system for prestressed concrete bridges using 3D digital twin model. Structure and Infrastructure Engineering*, v. 15, n. 10, p. 1319-1332, 2019. DOI: 10.1080/15732479.2019.1620789.

OS GÊMEOS DIGITAIS SÃO POSSÍVEIS SEM O BIM? COMO OS GÊMEOS DIGITAIS SE DIFERENCIAM DO BIM? COMO O BIM SE INTEGRA AOS GÊMEOS DIGITAIS? EXEMPLIFIQUE COM APLICAÇÃO EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS.

Conceitualmente, um Gêmeo Digital não depende obrigatoriamente do BIM. Ele pode utilizar diferentes tipos de modelos, como modelos geométricos, modelos numéricos por Elementos Finitos e modelos orientados por dados. Na engenharia de pontes, contudo, o BIM – e sua aplicação específica às pontes, o BrIM – é uma das bases mais úteis para organizar a geometria e as informações do ativo.

A diferença principal está na dinâmica da informação. O BIM tradicional representa a obra e concentra informações geométricas e semânticas, mas tende a ser um modelo mais estático e com fluxo de dados predominantemente unidirecional. O Gêmeo Digital acrescenta a conexão com a estrutura física: recebe dados de medições, sensores e inspeções, atualiza o estado representado e pode devolver informações para operação, manutenção e tomada de decisão.

Em uma ponte existente, por exemplo, a geometria real pode ser capturada com drone e laser scanner, transformada em nuvem de pontos e utilizada para reconstruir um modelo BIM/BrIM “as is (condição atual)”. Esse modelo pode ser associado a um modelo estrutural por Elementos Finitos e, posteriormente, alimentado com dados de sensores. Assim, o BIM funciona como uma importante camada de organização e visualização dentro de um sistema mais amplo de Gêmeo Digital.

COMO AS TECNOLOGIAS DO BIG DATA, INTERNET DAS COISAS, COMPUTAÇÃO EM NUVEM, DRONES, LASER SCANNING E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL SÃO INTEGRADAS AOS GÊMEOS DIGITAIS? PARA QUÊ? EXEMPLIFIQUE COM SUAS APLICAÇÕES EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS, COMENTANDO SUAS FINALIDADES.

O Gêmeo Digital pode ser entendido como uma plataforma de integração. Cada tecnologia cumpre uma função diferente, e seu principal potencial está na integração entre essas ferramentas. Em uma OAE, essa integração pode ocorrer da seguinte forma:

Drones

Capturam imagens de grandes áreas e de regiões de difícil acesso. Pela fotogrametria, essas imagens podem gerar nuvens de pontos e modelos tridimensionais da condição atual da estrutura, além de apoiar inspeções visuais.

Laser scanning

Mede diretamente distâncias e ângulos e gera nuvens de pontos densas, com elevado controle geométrico. É particularmente útil para reconstrução “as-is”, comparação geométrica e identificação de alterações ao longo do tempo.

Internet das Coisas (IoT):

Conecta sensores e dispositivos instalados na ponte. Acelerômetros, extensômetros, sensores de temperatura, vento, umidade e sistemas de contagem de tráfego podem transmitir continuamente dados sobre carregamentos, ambiente e resposta estrutural.

Big Data

Organiza e permite explorar o grande volume de dados acumulados ao longo da vida da obra: inspeções, sensores, imagens, modelos, tráfego e histórico de manutenção.

Computação em nuvem

Fornece capacidade de armazenamento, processamento e acesso remoto, permitindo que grandes volumes de dados e modelos sejam consultados e processados por diferentes equipes e sistemas. Também favorece a escalabilidade do Gêmeo Digital conforme aumenta a quantidade de informações incorporadas.

Inteligência Artificial e Machine Learning

Podem identificar padrões, detectar anomalias, classificar danos, apoiar previsões e sugerir momentos mais adequados para intervenção, especialmente quando há séries históricas extensas de dados.

Além desses, eu também acrescentaria:

Edge Computing (computação de borda)

Complementa a computação em nuvem ao realizar parte do processamento próximo ao local onde os dados são gerados. Assim, informações críticas, como vibrações anormais ou sobrecargas, podem ser analisadas rapidamente, reduzindo o volume de dados transmitidos e o tempo de resposta do sistema. Essa característica é especialmente importante em aplicações de monitoramento estrutural e situações que exigem baixa latência.

Softwares e plataformas digitais

Softwares e plataformas digitais: são responsáveis por reunir e operacionalizar essas diferentes informações. Podem atuar na modelagem BIM/BrIM, processamento de nuvens de pontos, simulação estrutural, análise de dados, visualização e conexão com sensores e bancos de dados. Algumas plataformas são desenvolvidas especificamente para integrar essas funções em um ambiente de Gêmeo Digital, permitindo conectar modelos, simulações e dados de monitoramento. Sua tese, por exemplo, aborda desde softwares BIM e de análise numérica até plataformas integradoras de Gêmeos Digitais.

PAOLA GORKOS

PESQUISADORA NO LABORATÓRIO DE ENSAIOS E MODELOS ESTRUTURAIS (LEME) DA UFGS E DOCENTE NA UNIFTEC

Fábio Pessoa da Silva Nunes

Formado em processamento de dados e em engenharia civil, Fábio Nunes iniciou sua carreira profissional em projetos de recuperação, reabilitação e alargamento de obras de arte especiais – pontes e viadutos.

Em 2009, assumiu o cargo de analista de infraestrutura de transportes no Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), passando a gestor e coordenador de programas nacionais estruturantes, como o Programa de Reabilitação e Manutenção de Obras de Arte Especiais (PROARTE), sendo hoje diretor de infraestrutura rodoviária, com responsabilidade direta sobre contratos vultosos e de elevada complexidade técnica, como implantação, duplicação, restauração, recuperação estrutural, reforço e adequação de capacidade de obras de arte especiais em vários estados brasileiros.

Nesta entrevista, Fábio Nunes conversa sobre a implantação do monitoramento remoto por satélite pelo DNIT, o uso de novas tecnologias na inspeção e gestão de pontes e viadutos, e os projetos-pilotos de modelagem numérica e de gêmeos digitais no órgão, entre outros assuntos.

IBRACON POR QUE VOCÊ ESCOLHEU FAZER ENGENHARIA CIVIL?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Venho de uma família de médicos. Minha tia mais velha, cujos filhos são médicos, influenciou os quatro sobrinhos a ir para área de medicina e odontologia. Mas, eu, o filho mais velho, argumentava com ela que não tinha a menor aptidão para medicina porque para ser médico, além de conhecimento técnico, era necessário ter uma aptidão natural de lidar com a vida das pessoas. Como gostava muito de matemática e tinha um outro tio, que era engenheiro civil e me levava para as obras, tudo isso me levou a fazer engenharia.

IBRACON MAS, SUA PRIMEIRA FORMAÇÃO FOI TECNÓLOGO EM PROCESSAMENTO DE DADOS E, DOIS ANOS DEPOIS, ENGENHARIA CIVIL?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Na verdade, entrei em processamento de dados na CESUPA (Centro Universitário do Estado do Pará) e engenharia civil na UNAMA (Universidade da Amazônia), em 1996. Em 1999, concluí a graduação em tecnólogo e, por razões familiares, nos mudamos para Salvador, onde entrei na Engenharia Civil da Universidade Católica de Salvador, concluindo a graduação em 2004.

IBRACON EM 2005, O SENHOR INICIOU SEU MESTRADO NA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, NO QUAL PÔDE JUNTAR AS DUAS FORMAÇÕES?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Meu orientador foi o Prof. Luciano Bezerra, que era professor da cadeira





EM SUA VERSÃO DE 2004 [DNIT 010], A NOTA FINAL ERA A NOTA DO PROBLEMA MAIS GRAVE CADASTRADO. JÁ, NA VERSÃO ATUAL, AS NOTAS SÃO DADAS PARA OS ELEMENTOS E PARA OS GRUPOS E SÃO PONDERADAS PARA SE CHEGAR À NOTA FINAL



de estruturas metálicas e métodos matemáticos. Em seu pós-doutorado na Universidade de Alberta, no Canadá, ele ajudou a desenvolver um software de simulação numérica do conduto forçado de petróleo, com o objetivo de prever o local de ocorrência do serpenteamento. O Canadá é cortado por tubulações de petróleo e, devido às variações térmicas, as tubulações saíam do solo, como se fosse uma serpente.

No mestrado, eu fiz a interface gráfica em 2D e 3D para este software na linguagem Fortran, para facilitar a análise.

IBRACON COMO OS CONHECIMENTOS ADQUIRIDOS NAS GRADUAÇÕES E NO MESTRADO CONTRIBUÍRAM PARA SEU INÍCIO DE CARREIRA?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | No início de minha carreira, trabalhei nas empresas Este e Concremat em projetos de recuperação de estruturas, principalmente de concreto. Eu usava softwares de simulação numérica e linguagens de programação, como *Midas*, *Strap*, *CSiBridge* e *ANSYS*. Fazia personalizações de componentes estruturais em elementos finitos, buscando representar fisicamente uma parte da estrutura que não estava nos catálogos dos softwares.

Participei da obra de reabilitação da Ponte sobre o Rio Pardo, em Cândido Sales, na BR-116/BA, cujo projeto era do engenheiro Daniel Gomes Engelhardt, da Engcart. Tivemos que cortar alguns pilares e mudar o partido estrutural, com reforço de viga, e usei protensão *Dywidag*. Para isso, fiz algumas simulações no *Strap*. Havia alguns esforços laterais não tão comuns porque a ponte vinha numa baixada logo após uma curva.

IBRACON O DNIT ADMINISTRA UMA DAS MAIORES CARTEIRAS DE ATIVOS DE INFRAESTRUTURA DA AMÉRICA LATINA. QUAIS INDICADORES O SENHOR CONSIDERA INDISPENSÁVEIS PARA AVALIAR A SEGURANÇA DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (OAE)?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | O DNIT tem 7.992 obras de arte especiais cadastradas no Sistema de Gerenciamento de Estruturas (SGE), na extração de abril deste ano. Este cadastro é feito com base nas inspeções cadastrais e rotineiras da norma DNIT 010/2024-PRO, atualizada em 2024. Esse conjunto de dados no SGE vai norteando o planejamento de investimentos em manutenção nas estruturas do DNIT.

A DNIT 010/2024-PRO e a ABNT NBR 9452 convergem basicamente em quase todos os quesitos. Há apenas dois pontos de divergência: a classificação do estado de conservação, que vai de 0 a 5 na NBR e é uma nota de 1 a 5 por elemento na norma do DNIT; e a periodicidade da inspeção rotineira, recomendada a cada um ano na NBR e a cada dois anos na norma do DNIT. A DNIT 010/2024-PRO avalia as manifestações patológicas na infraestrutura, mesoestrutura, superestrutura e acabamentos de pontes e viadutos. Em sua versão de 2004, a nota final era a nota do problema mais grave cadastrado. Já, na versão atual, as notas são dadas para os elementos e para os grupos e são ponderadas para se chegar à nota final. Um problema numa viga numa seção de seis vigas não faz a nota cair tanto quanto antes. Já, se o elemento

com problema é único, a nota final acaba ficando maior. Os indicadores com mais peso são principalmente os elementos da infraestrutura e mesoestrutura, como os elementos de fundação e os pilares. Com isso, a avaliação do problema na estrutura se tornou mais assertiva do ponto de vista de como atacá-lo.

IBRACON O USO DE DRONES, VARREDURA A LASER, SENSORES IoT, GÊMEOS DIGITAIS, TÉCNICAS DE INSPEÇÃO AUTOMATIZADA, SENSORIAMENTO REMOTO ORBITAL, ENTRE OUTRAS, TEM AVANÇADO RAPIDAMENTE EM DIVERSOS PAÍSES. QUAIS DESSAS TECNOLOGIAS O DNIT CONSIDERA MAIS PROMISSORAS PARA APLICAÇÃO EM LARGA ESCALA NA MALHA FEDERAL BRASILEIRA? POR QUÊ?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Avançamos muito nos últimos anos, principalmente depois do colapso da Ponte Juscelino Kubitschek de Oliveira, sobre o Rio Tocantins. Uma tecnologia adotada no DNIT que tem apresentado bons resultados é o monitoramento por satélites. Um conselho que dou para quem lê a Revista e for gestor de ativos, não apenas pontes e viadutos, mas estruturas em geral, edificações antigas, prédios históricos, contenções, qualquer obra que seja possível se ver de cima, ou seja, que seja possível se ter uma imagem de satélite, é adotar o monitoramento remoto por satélite. Porque, com ele, se consegue identificar deslocamento na casa de milímetros e acompanhar a tendência da estrutura ao longo do tempo. Faço uma ressalva que considero importante dizer a quem for adotar a tecnologia: o InSAR é excelente para o movimento lento, aquele que antecede o problema em meses ou anos. Ele não

é — e não deve ser vendido como — alarme de colapso em curso, porque movimento muito rápido escapa da física da medida.

Uma estrutura funcional não se desloca de forma contínua em uma dada direção. Mas é normal os pontos da estrutura oscilarem na ordem de centímetros para cima e para baixo de uma linha de tendência, devido às variações térmicas, no decorrer das estações do ano. Por isso, é suficiente o monitoramento por satélite numa frequência mensal ou trimestral, com vistas a ter um menor custo. Por isso, o DNIT escolheu o monitoramento por satélite de suas obras de arte especiais, devido à escala, ao custo e à necessidade de gerar alertas para equipes se deslocarem para fazer a inspeção especial, aquela realizada quando se detecta algum problema com a estrutura, e assim, emitirem um parecer sobre os riscos apresentados pela ponte. Esta inspeção especial tem

procedimentos próprios estabelecidos pela DNIT 010/2024-PRO, como a realização de alguns ensaios, a necessidade de fazer um mapa de fissuração nas pontes com estruturas em caixão, a extração de corpos de prova para verificar a resistência do concreto, problemas de reação álcali-agregado e de etringita tardia. Estamos identificando reação álcali-agregado e etringita tardia nas pontes das rodovias federais. São feitos também ensaios dinâmicos, que são cruciais para determinar a interdição da estrutura ou redução de capacidade de carga sobre ela. Hoje temos 21 obras de arte especiais sob acompanhamento prioritário: 13 delas interditadas, total ou parcialmente, e outras quatro com restrição de carga. Entre as interditadas estão a Ponte do Estreito dos Mosquitos, na BR-135/MA, em São Luís; a ponte sobre o Rio Araguaia, na BR-230/PA; a ponte sobre o Rio Piquiri, no oeste do Paraná; e a de Pedro Afonso, na BR-235/TO, com interdição parcial. As pontes sobre o Rio das Velhas, na BR-365/MG, e sobre o Rio Sapucaí, a Ponte Torta, na BR-265/MG, estão com restrição de carga. Sobre isso, tem um caso que eu faço questão de contar, porque ele responde a quem acha que interdição é excesso de zelo. Em março deste ano, a ponte sobre o Rio Paraíba, na BR-101/PB, em Bayeux, sofreu um colapso parcial. A estrutura já estava interditada pelo DNIT quando isso aconteceu, e não houve vítima. É exatamente para isso que serve interditar antes: quando a decisão vem do dado, e não do acidente, o que se perde é tempo de viagem, não é vida. Nesses e em outros casos, quando se torna necessário um maior detalhamento das manifestações patológicas, os drones com câmeras de ortofotogrametria e as varreduras por laser podem ser usados. Isto porque esses métodos conseguem acessar regiões de difícil acesso ou podem registrar manifestações patológicas difíceis de ser detectadas, mesmo por inspetores experientes.

IBRACON VOLTANDO AO MONITORAMENTO REMOTO POR SATÉLITE. GOSTARIA QUE O SENHOR FALASSE MAIS SOBRE ESTE PROJETO. COMO O DNIT CHEGOU À INTERFEROMETRIA DE RADAR DE ABERTURA SINTÉTICA (InSAR)? COMO ELA FUNCIONA? QUANDO FOI IMPLEMENTADA? EM QUE ESCALA?

| FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES |

Quando a Ponte Juscelino Kubitschek de Oliveira, sobre o Rio Tocantins, colapsou em 22 de dezembro de 2024, houve uma das maiores crises dentro do DNIT. Como diretor de infraestrutura rodoviária, além das tratativas para lidar com a crise, nos perguntávamos quantas outras obras de arte especiais podiam estar na mesma situação.

Como sabia ser humanamente impossível fazer levantamento topográfico e inspeções mensais,



Pontos refletidores sobre o Rio das Velhas, na BR-365/MG, usados para aferir seu deslocamento pela tecnologia InSAR

“

É EXATAMENTE PARA ISSO QUE SERVE INTERDITAR ANTES: QUANDO A DECISÃO VEM DO DADO, E NÃO DO ACIDENTE, O QUE SE PERDE É TEMPO DE VIAGEM, NÃO É VIDA

”



COM BASE NO HISTÓRICO DE DESLOCAMENTO DE UMA DADA PONTE EM UM ANO, O SOFTWARE AVALIA SE UM DESLOCAMENTO DE UM PONTO É NORMAL OU DEVE ACIONAR O ALERTA PARA AS EQUIPES DE INSPEÇÃO



pesquisei por alternativas. A mineração, por questão de segurança e por mobilizar cargas, máquinas pesadas e explosões controladas, faz monitoramento por satélite de suas áreas, para verificar se as localidades em que estão escavando e extraindo minérios apresentam movimentações. Porém, as áreas monitoradas pela mineração são muito grandes, da ordem de dezenas de hectares e, conseqüentemente, o monitoramento era caro para o nosso caso. Finalmente, cheguei numa empresa portuguesa, a Spotlight, uma startup que conseguiu adaptar o monitoramento por satélite para áreas menores, como pontes e suas encostas.

A empresa processa imagens de radar de abertura sintética sobre os pontos solicitados pelo DNIT, onde estão as obras de arte especiais cadastradas no SGE. Vale entender a diferença: não é uma imagem visual, como a do Google Maps. O radar é ativo — ele emite o próprio pulso de micro-ondas e escuta o eco de volta. Por isso enxerga de dia, de noite e atravessa nuvem. O que se obtém é uma nuvem de pontos refletores. E aqui tem uma confusão comum que eu faço questão de desfazer: a resolução da imagem em si é de metros. O que é milimétrico é outra coisa — é a precisão com que se mede o quanto aquele ponto se deslocou de uma passagem do satélite para a outra. Do cruzamento dessa nuvem com a localização geográfica da ponte, o software de processamento infere os pontos da estrutura, com um índice de confiabilidade que varia de 0 a 100% e que depende da estabilidade do refletor, de interferências no sinal e da relação entre a geometria da ponte e a inclinação da órbita do satélite. A fonte primária que usamos é a missão Sentinel-1, do programa Copernicus, cujo dado é de acesso aberto — o que se contrata é o processamento interferométrico, não a imagem.

Da comparação mensal ou trimestral dos pontos mais confiáveis de cada uma das pontes monitoradas, conseguimos medir o deslocamento na linha de visada do satélite. Combinando as passagens ascendente e descendente, decompomos esse deslocamento em uma componente vertical e uma componente horizontal na direção leste-oeste — a componente norte-sul, pela geometria quase polar da órbita, é a que o método não captura bem.

Com base no histórico de deslocamento de uma dada ponte em um ano, o software avalia se um deslocamento de um ponto é normal ou deve acionar o alerta para as equipes de inspeção. O dado do deslocamento sozinho não diz nada; sua análise é feita com base no histórico da estrutura. Se tivermos um deslocamento atípico em um ponto com confiabilidade de 80%, então o alerta é disparado.

Até o momento, os alertas disparados pelo sistema conduziram a inspeções que confirmaram o problema e resultaram em restrição ou interdição

da estrutura. Faço questão de registrar a regra que adotamos: não se interdita ponte com alerta tecnológico — interdita-se com laudo de engenharia. O satélite diz onde olhar; ele não diz o que fazer.

IBRACON O DNIT REALIZA INTEGRAÇÃO E AUTOMAÇÃO ENTRE AS TECNOLOGIAS DE INSPEÇÃO, DE MODELAGEM NUMÉRICA, DE ANÁLISE PREDITIVA E DE MODELOS DE PRIORIZAÇÃO DE MANUTENÇÃO?

| FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES |

O que já temos bem instituído no DNIT em termos de inspeções é o nosso sistema de gerenciamento de estruturas, o SGE, já implantado há mais de 10 anos. Este sistema está implantado e regulamentado, com equipes bem treinadas na casa. O segundo avanço na gestão de estrutura foi o monitoramento por satélite, hoje com 5.300 estruturas sob vigilância contínua.

O terceiro ponto é o monitoramento dinâmico das nossas estruturas. Já temos a metodologia e o planejamento é aplicar em todas as nossas inspeções especiais. Neste quesito, estamos em fase

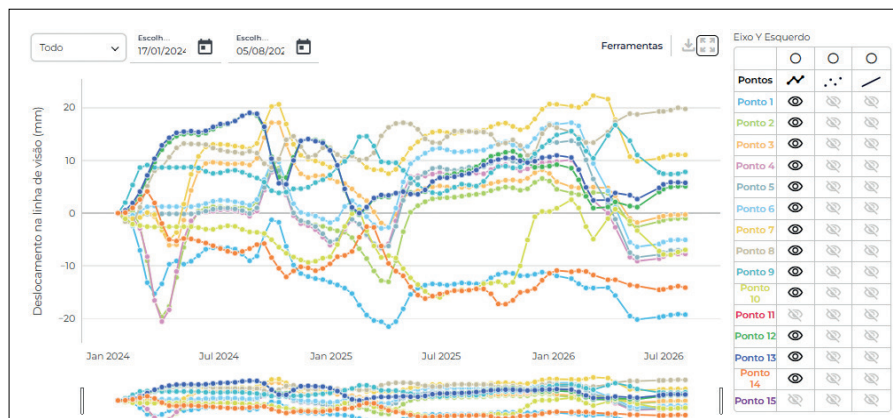


Gráfico de deslocamentos dos pontos refletidos na Ponte sobre o Rio Araguaia, na BR-230/PA



Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos, na BR-135/MA

de contratação, com planejamento de custos, equipamentos, treinamentos de servidores e colaboradores. No momento, fizemos o monitoramento dinâmico de mais de 50 estruturas, mas a projeção é ter o levantamento dinâmico de todas as estruturas. Devemos publicar um edital para contratação de empresas para fazer o levantamento dinâmico anual das estruturas.

IBRACON EXISTE EM ANDAMENTO ALGUM PROJETO-PILOTO PARA IMPLANTAÇÃO DE GÊMEO DIGITAL EM ALGUM ATIVO DO DNIT?
| FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES |

Este é o quarto passo. Estamos na finalização de um processo de contratação da Universidade de São Paulo para nosso projeto de gêmeo digital. A USP vai trazer o conhecimento e a expertise do grupo de trabalho do Prof. Túlio Bittencourt e do Prof. Miguel Buelta, para o desenvolvimento do gêmeo digital para o DNIT. O projeto é buscar a integração e modelagem das informações de inspeções e modelos dinâmicos das obras de arte especiais do DNIT.

Precisaremos agregar ainda os levantamentos de manifestações patológicas com os drones. Estamos fazendo um projeto-piloto para a Ponte do Estreito dos Mosquitos, com levantamento com drones feito por uma empresa canadense, a ConeLabs, que realiza

uma determinada trajetória de voo com o drone que consegue registrar, com ortomagens, todas as manifestações patológicas visíveis e, com isso, montar um modelo digital. Não conhecia a empresa e um brasileiro que trabalha lá, o Renato Xampa, entrou em contato comigo pelo LinkedIn. Fiquei bastante impressionado porque eles conseguem mostrar a evolução das manifestações patológicas (abertura de fissuras, carbonatação, corrosão de armaduras) por meio da comparação entre os históricos dos mapeamentos das manifestações patológicas. O gêmeo digital é o modelo virtual mais próximo possível da realidade de campo. Vamos ter nesse modelo digital todo o histórico de deslocamento registrado por satélite, todas as inspeções cadastrais, rotineiras, especiais e extraordinárias, todos os resultados dos ensaios realizados, toda a evolução dos problemas patológicos mapeadas pelos drones, todos os ensaios dinâmicos realizados, os modelos numéricos de tráfego diário por número de veículos, por carga por eixo e de cargas especiais com peso bruto total de 72 toneladas — bem acima do limite legal de 45 toneladas de peso bruto total combinado, a partir do qual a carga só circula com Autorização Especial de Trânsito. Com esse arcabouço de informações no gêmeo digital, a tomada de decisão para intervenção será mais assertiva. Vou poder dizer: “Não precisarei fazer intervenção nesta estrutura, pois ela tem uma vida útil de tantos anos”. Como a arrecadação não é infinita, com o gêmeo digital vou conseguir planejar as intervenções segundo o estado de conservação da ponte. Vou saber que o investimento de reabilitação que precisarei fazer numa obra de arte especial é para daqui a 12 anos. Quando uma carga especial passar sobre uma ponte, eu poderei cobrar do transportador o valor correto, levando em conta não apenas a carga que ultrapassou o limite imposto pela legislação, mas todo o reforço e manutenção exigido pela estrutura para continuar em funcionamento. Com o gêmeo digital, conseguiremos ser mais assertivos e mais preventivos na manutenção das estruturas. Saberei que não é a estrutura inteira que precisa ser reabilitada, mas apenas um determinado tramo, uma fundação, e assim, ser mais pontual e

“

COMO A ARRECADAÇÃO NÃO É INFINITA, COM O GÊMEO DIGITAL VOU CONSEGUIR PLANEJAR AS INTERVENÇÕES SEGUNDO O ESTADO DE CONSERVAÇÃO DA PONTE. SABEREI QUE NÃO É A ESTRUTURA INTEIRA QUE PRECISA SER REABILITADA, MAS APENAS UM DETERMINADO TRAMO

”

“

BOA PARTE DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS DAS
RODOVIAS FEDERAIS FOI CONSTRUÍDA ENTRE
AS DÉCADAS DE 1960 A 1980 E, AO LONGO DESSES
ANOS, MUITAS DELAS NUNCA TIVERAM QUALQUER
TIPO DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

”

assertivo com o gasto público. Com isso, conseguimos determinar o investimento necessário para recuperar, resguardando o erário público.

IBRACON Como o DNIT equilibra priorização técnica com demandas orçamentárias e políticas?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | A lei orçamentária é aprovada anualmente pelo Congresso Nacional, que aloca recursos para duplicação de rodovias, construção de pontes e reabilitação de estruturas, como representantes do povo. O que dá racionalidade a essa conversa é o método. Quando a fila sai de uma metodologia de risco normatizada, que faz o balanço entre condição da estrutura, tráfego, vulnerabilidade hidráulica e importância logística com critério explícito, a conversa muda. Deixa de ser “por que esta ponte e não aquela” e passa a ser “estes são os critérios; se antecipar esta aqui, o que acontece com as outras”. E tem um inegociável: estrutura com risco iminente entra na frente, sempre. Boa parte das obras de arte especiais das rodovias federais foi construída entre as décadas de 1960 a 1980 e, ao longo desses anos, muitas delas nunca tiveram qualquer tipo de reabilitação estrutural. Este é um passivo que entendemos que precisará ser demolido e reconstruído. O custo disso está estimado em cerca de 50 bilhões de reais. Gostaria de ressaltar alguns avanços neste sentido. O Ministério dos Transportes iniciou a implementação de uma política pública que prioriza a renovação desse passivo e coloca a manutenção no radar do Governo Federal. É o maior programa de reabilitação de obras de arte especiais já estruturado no DNIT. Na proposta orçamentária de 2027, a ação de reabilitação e manutenção de obras de arte especiais está dimensionada em R\$ 1,04 bilhão. Até o fim deste ano, quatro editais serão publicados para a reabilitação de 543 obras de arte especiais, divididas em 37 lotes.

IBRACON Um estudo muito citado estima que existem 98 mil OAEs rodoviárias não inventariadas no Brasil, isto é, sem que o governo em suas esferas federal, estadual e municipal saiba suas condições estruturais e funcionais, o que representa 94% das pontes e viadutos rodoviários brasileiros.

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Esta estimativa é muito imprecisa. Eu já li relatórios que estimam de 85 mil a 120 mil. Isto porque os cadastros estaduais e municipais são heterogêneos e boa parte deles está desatualizada.

Já, o cadastro federal é bastante confiável, pois, para a União conseguir financiamento, seu ativo entra como lastro. O que afirmo com certeza é que todas as obras de arte especiais do Governo Federal ou que são concessões federais foram inventariadas.

IBRACON Os projetos novos e as reabilitações de pontes e viadutos já estão incorporando cenários climáticos futuros, como eventos hidrológicos extremos mais frequentes e intensos?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Depois do que aconteceu com as pontes no Rio Grande do Sul nas enchentes sofridas pelo estado em 2024, fizemos uma revisão de todos os manuais hidrológicos e hidráulicos do DNIT. As premissas e condições quanto à vazão e dispositivos de drenagem foram revistas. Os projetos de novas obras estão



Vista lateral da Ponte sobre o Rio Piquiri, na BR 272/PR, onde se observa a protensão externa realizada

revido o tempo de recorrência. Antes, ele variava numa faixa de 50 a 100 anos, dependendo da criticidade da ponte, para o seu dimensionamento. Agora, dependendo da situação, pode chegar a 500 anos. Isso significa que a máxima cheia do rio sobre o qual a ponte será construída passa a ser avaliada para um período muito mais longo. A partir dessa estimativa, soma-se mais um metro de lâmina d'água livre para, daí, posicionar a geratriz inferior da viga. Assim, quando se vai de 50 para 500 anos, a altura da ponte varia muito e, consequentemente, toda a geometria da via e seus acessórios, como os dispositivos de drenagem, são alterados.

Sobre isto, gostaria de contar o caso da Ponte do Fandango, sobre o Rio Jacuí, na BR-153/RS, em Cachoeira do Sul. Quando teve a enchente, a água passou por cima desta ponte. Felizmente, a ponte resistiu

e, quando a água baixou, fizemos alteração do contrato de manutenção, com um novo cálculo do tempo de recorrência. Por isso, a estrutura foi alteada em 3,14 metros acima da cota em que estava. A ponte foi liberada ao tráfego em 28 de junho deste ano e, nas cheias que vieram depois, a água passou a 1,5 metro do fundo da ponte.

Outro ponto afetado pelas mudanças no regime dos rios são as inspeções subaquáticas. No Norte e Nordeste, existe o fenômeno das terras caídas, devido ao solo arenoso dessas regiões. No regime de descida do rio, a água percola neste solo arenoso, provocando minicollapsos nas margens do rio, num processo contínuo que provoca forças horizontais nas fundações, que podem levar ao colapso da ponte, como aconteceu recentemente numa ponte no Acre. O DNIT está atento ao fenômeno e vem realizando inspeções subaquáticas, com mergulhadores, câmeras de precisão e drones submarinos.

IBRACON VOCÊ TEM PARTICIPADO DAS EDIÇÕES DO CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. COMO AVALIA A ATUAÇÃO DO IBRACON?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Participo do Congresso do IBRACON desde a faculdade. Lembro-me dos concursos, como o Concrebol. Na minha opinião, é um congresso muito rico tecnicamente, porque congrega academia e mercado. Tive vários artigos publicados nos congressos e fui convidado no ano passado para ser palestrante. Tenho conversado com a diretoria do IBRACON, principalmente com o Prof. Túlio Bittencourt, para que o DNIT participe dos Comitês Técnicos da entidade. Precisamos discutir temas importantes para as obras de concreto como resistência

à compressão, ensaios de controle tecnológico e fabricação de cimento. Porque quando uma ponte apresenta algum problema, não afeta apenas o DNIT, responsável por seu gerenciamento, mas seus usuários e toda a sociedade.

IBRACON ÚLTIMA PERGUNTA: O QUE GOSTA DE FAZER NO SEU TEMPO LIVRE?

| **FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES** | Meu hobby preferido é correr. Sou um maratonista amador. Já corri nove meia-maratonas e duas maratonas, a última no dia 31 de maio deste ano em Porto Alegre. E gosto de programar. Para quem é programador, programar é um vício que se leva para o resto da vida. Gosto de modelar problemas da vida real numa linguagem de programação. Além, é claro, de estar e viajar com a família e participar de uma roda de conversa com amigos. ☺



Ponte do Fandango sobre o Rio Jacuí, na BR-153/RS

“

OS PROJETOS DE NOVAS OBRAS
ESTÃO REVENDO O TEMPO DE
RECORRÊNCIA. ANTES, ELE VARIAVA
NUMA FAIXA DE 50 A 100 ANOS.
AGORA, PODE CHEGAR A 500 ANOS

”

Estado atual do monitoramento remoto no **gerenciamento integrado de OAE** no país

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

No Brasil, existem cerca de 100 mil pontes e viadutos rodoviários, a maioria deles sem qualquer registro de avaliação de suas condições estruturais e funcionais. Esta negligência com essas obras de arte especiais (OAE) tem causado incidentes e acidentes graves, em alguns casos com perda de vidas de usuários que transitavam sobre elas.

Um caso que ganhou notoriedade no noticiário nacional e nas redes sociais foi o colapso da Ponte Juscelino Kubitschek de Oliveira, em 22 de dezembro de 2024, que levou à morte de 14 pessoas e ao desaparecimento de três pessoas. Apesar da estrutura ter sido inspecionada em 2020 e constar no relatório técnico problemas de risco estrutu-

ral e de desmoronamento, o tráfego sobre a ponte não foi interrompido nem houve qualquer procedimento de reforço para garantir sua segurança de funcionamento.

Apesar de se saber desde, pelo menos, a segunda metade do século XX que o concreto se deteriora por conta de mecanismos físicos, químicos, mecânicos e biológicos, a cultura no país, onde predomina as estruturas de concreto, até recentemente era não fazer manutenção das obras de concreto em uso. A Prefeitura de São Paulo não sabia, por exemplo, até 2021, quantas pontes, viadutos e pontilhões existiam no município. Só recentemente, com o Programa de Inspeção e Manutenção de OAE, é que essas estruturas passaram a ser in-

ventariadas e inspecionadas regularmente, e mais recentemente, monitoradas. Desde então, 1281 estruturas foram cadastradas, 2322 inspeções foram realizadas e 304 obras foram recuperadas, perfazendo um gasto de cerca de três bilhões de reais. Desde 2023, 770 OAE são contínua ou quinzenalmente monitoradas remotamente.

A maioria das OAE rodoviárias brasileiras foi construída entre as décadas de 1950 e 1970, quando não havia na norma brasileira de projeto de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118) qualquer especificação para assegurar durabilidade das obras. O conceito de vida útil de projeto, isto é, de prazos seguros para o bom desempenho estrutural, apareceu, pela primeira vez, no Código Modelo de 1990 da Federação Internacional do Concreto Armado e foi incorporado na norma brasileira somente em 2021, bem como as medidas prescritivas para assegurá-lo, como consumo mínimo de cimento, limite máximo da proporção entre água e cimento (fator a/c), cobertura mínima das armaduras, entre outras. Em razão disso, atualmente 76% das OAE sob responsabilidade do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) apresentam algum tipo de deficiência em seu desempenho, sendo que 11% requerem reforço, recuperação ou substituição imediata (Tabela 1).

Além disso, quando a maioria dessas OAE foram construídas, a norma brasileira de ações devido ao tráfego de veículos rodoviários (ABNT NBR 7188) estabelecia limites de carga de apenas 24 e 36 toneladas para os veículos. Atualmente, com a evolução dos veículos de transporte, esta norma prevê cargas móveis de 45 toneladas. Segundo os registros do DNIT, apenas 24% de suas OAE têm



FIGURA 1

VIGA COM CONCRETO DISGREGADO E ARMADURA EXPOSTA E CORROÍDA COM PERDA DE SEÇÃO NA PONTE DOS REMÉDIOS SOBRE A MARGINAL TIETÊ, NA CIDADE DE SÃO PAULO

FONTE: SIURB

TABELA 1DISTRIBUIÇÃO DAS OAE DE RODOVIAS
FEDERAIS POR GRAU DE RISCO

Nota	Quantidade	Porcentagem
5	114	1%
4	3616	44%
3	2233	16%
2	753	9%
1	179	2%
Sem nota	1243	15%

FONTE: BD OAEs (SGE/PROARTE) — JULHO 2026

trem-tipo de 45 toneladas, sendo a maioria com trem-tipo de 36 toneladas (Tabela 2). Consequentemente, muitas pontes e viadutos em operação no país suportam atualmente carregamentos superiores aos previstos em seus projetos originais. “Adicionalmente, as OAE têm sofrido com as emissões de dióxido de carbono, que, em maiores concentrações, acelera a carbonatação do concreto, e com as mudanças climáticas, que têm tornado mais frequentes eventos extremos, como ventanias e inundações, que atuam na forma de esforços não previstos”, acrescenta o professor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Eng. Túlio Bittencourt.

INSPEÇÕES, MONITORAMENTO E MANUTENÇÃO DE PONTES, VIADUTOS E PASSARELAS

A inspeção visual e presencial é o procedimento padrão para a avaliação do estado de conservação de estruturas. Ela é padronizada pela norma brasileira de inspeção de pontes, viadutos e passarelas (ABNT NBR 9452), que estabelece diretrizes para a coleta de dados, classificação de danos e para emissão de relatórios de diagnóstico e prognóstico. A norma preconiza quatro tipos de inspeções:

TABELA 2DISTRIBUIÇÃO DAS OAE DE RODOVIAS
FEDERAIS POR TREM-TIPO

Total OAEs	8138	
SEM TR	1296	16%
TR24	705	9%
TR36	4216	52%
TR45	1921	24%

FONTE: BD OAEs (SGE/PROARTE) — JULHO 2026

- **Cadastral:** realizada na primeira inspeção logo após a conclusão da OAE ou quando houver alterações em sua configuração, como alargamento ou reforço estrutural;
- **Rotineira:** inspeção visual de acompanhamento periódico não superior a um ano à inspeção anterior;
- **Especial:** avaliação detalhada feita por equipe especializada, que analisa, por meio de ensaios destrutivos e não destrutivos, o estado de conservação, com periodicidade de cinco anos;
- **Extraordinária:** inspeção não programada, ocasionada por eventos atípicos, como um acidente, enchentes e sobrecargas.

Além dela, o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias do DNIT, que estabelece procedimentos padronizados para o cadastro, a inspeção periódica, o registro dos danos, a avaliação dos elementos e o acompanhamento da evolução das condições das OAE, prevê também a inspeção intermediária, voltada ao acompanhamento de anomalias específicas. Ele determina que os danos devem ser registrados por elemento, localização, quantidade, extensão e estado de condição, e estabelece o Sistema de Gerenciamento de Estruturas (SGE) como a plataforma computacional destinada

a organizar os dados de cadastro e de avaliação das estruturas.

As inspeções regulares das estruturas de concreto são procedimentos eficazes para o gerenciamento adequado das OAE, na medida em que atribuem notas para as estruturas e, assim, possibilitam aos governos federal, estaduais e municipais e às concessionárias acompanhar anualmente a evolução de desempenho de seu estoque e a se programarem para o melhor momento de intervir para sua recuperação. Por exemplo, a nota 5 é a nota máxima, indicando bom desempenho da estrutura, sem necessidade de qualquer intervenção, mantendo-se seu acompanhamento por meio de inspeção anual; as notas 3 e 4 requerem medidas pontuais de recuperação da OAE, para restabelecer seu máximo desempenho; já, as notas 1 e 2 demandam inspeção especial e, em função do que indicar o relatório técnico, podem requerer projeto de reforço ou obras de recuperação; por fim, a nota 0, introduzida na última versão da ABNT NBR 9452, exige medidas emergenciais na OAE para mitigação de riscos.

A inspeção regular ensina a manutenção preventiva, que é o reforço ou recuperação da estrutura quando suas condições indicarem perda de desempenho estrutural e alto risco de colapso ou perda de funcionalidade. Este tipo de manutenção

**FIGURA 2**PONTE PEDRO AFONSO SOBRE O RIO TOCANTINS, NA BR-235/TO,
INTERDITA PARCIALMENTE APÓS INSPEÇÃO REALIZADA

FONTE: DNIT

é preferível à manutenção corretiva, que é a intervenção feita imediatamente à ocorrência de uma falha, com vistas à sua recuperação. Isto porque a manutenção preventiva prolonga a vida útil da estrutura e evita acidentes, em alguns casos fatais. Além disso, ela é programada, ocorrendo com previsão de recursos e de modo a causar menos impacto na mobilidade regional. “A manutenção preventiva é a feita seguindo as condições prescritas para o uso da estrutura, tal como na revisão programada do nosso automóvel. Ao fazê-la, estendemos o tempo em que a estrutura ficará em funcionamento. Isto se traduz em economia de recursos financeiros e ambientais”, explica Bittencourt.

Todavia, nem sempre o poder público consegue atuar preventivamente, liberando recursos financeiros para o momento em que os relatórios de inspeção apontam a necessidade de intervenção. Esta foi a situação ocorrida no colapso da Ponte Juscelino Kubitschek, que, devido à falta de manutenção no momento adequado, não resistiu aos esforços provocados pelo fluxo permanente dos veículos, chegando a colapsar. Quantas outras pontes brasileiras não se encontram atualmente em situação parecida?

Por outro lado, o desempenho estrutural de uma OAE é determinado por múltiplos fatores, envolvendo incertezas relativas aos materiais construtivos utilizados

na sua execução, aos agentes agressivos presentes no ambiente (como cloretos, no caso de pontes marítimas, e dióxido de carbono, no caso de pontes urbanas), à própria geometria da estrutura e, principalmente, aos carregamentos a que a estrutura está sujeita durante sua vida útil, além do peso próprio da estrutura e dos diferenciados pesos dos veículos que passam sobre ela, impactos associados aos movimentos e frenagens desses veículos e vibrações causadas pelo vento. “Foge ao escopo da inspeção fenômenos de ocorrência pontual, como as vibrações, os sobrepesos, os impactos de veículos e os incêndios, que, dependendo de sua magnitude e duração, podem comprometer o funcionamento e o desempenho de uma ponte, alerta Bittencourt.

O monitoramento vem para suprir essas lacunas no gerenciamento de OAE. Ele consiste basicamente na observação indireta (por meio de câmeras, sensores, radares etc.) e no registro regular de características comportamentais de interesse da estrutura monitorada. É um processo de acúmulo de informações sobre a estrutura ao longo do tempo, cuja análise possibilita a detecção antecipada de problemas e a intervenção proativa para evitar acidentes e incidentes com o uso da estrutura. “Esse acúmulo de dados ao longo do tempo cria um histórico importante sobre a estrutura, que pos-

sibilita entender seus padrões de resposta a eventos diversos e, assim, conseguimos superar as incertezas e agir mais assertivamente”, complementa Bittencourt.

O monitoramento pode ser integrado a diferentes sistemas de análise, modelagem numérica e previsão de cenários, configurando o gerenciamento da saúde estrutural de OAE, uma metodologia que busca integrar sensores, sistemas de diagnóstico e sistemas de prognóstico das condições estruturais, funcionais e de durabilidade da OAE. Seu objetivo é chegar à manutenção preditiva da estrutura, isto é, ser capaz de intervir para recuperar no melhor momento em termos de custo/benefício.

MONITORAMENTO REMOTO POR SATÉLITE DE PONTES BRASILEIRAS

Atualmente, 3935 pontes e viadutos que integram as rodovias federais brasileiras são monitorados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), por meio de uma tecnologia de sensoriamento remoto espacial denominada InSAR – Radar Interferométrico de Abertura Sintética.

Este sistema de monitoramento remoto consiste em fazer um satélite em órbita emitir ondas de rádio em direção a uma estrutura monitorada e ao terreno adjacente, cujo tempo de retorno é medido pelo radar do satélite, e assim, é possível, inferir o deslocamento pontual na área monitorada. Ao comparar duas ou mais imagens (interferogramas) em diferentes momentos (séries temporais de deslocamento), é possível inferir deslocamentos na estrutura e no terreno na ordem de milímetros. A captação de dados e seu gerenciamento por meio de uma plataforma de análise de riscos são feitos pela empresa portuguesa Spotlite.

O objetivo do sistema é estabelecer uma base histórica de comportamento cinemático das OAE, que permita identificar precocemente tendências deformacionais que possam representar comportamentos anômalos para priorizar inspeções intermediárias, especiais ou extraordinárias, e assim, contribuir para a prevenção de situações críticas e reduzir riscos de interdições ou colapsos de pontes e viadutos ao longo do ciclo de vida das estruturas.

A tecnologia tem se consolidado no monitoramento remoto de deformações superficiais e estabilidade das estruturas,

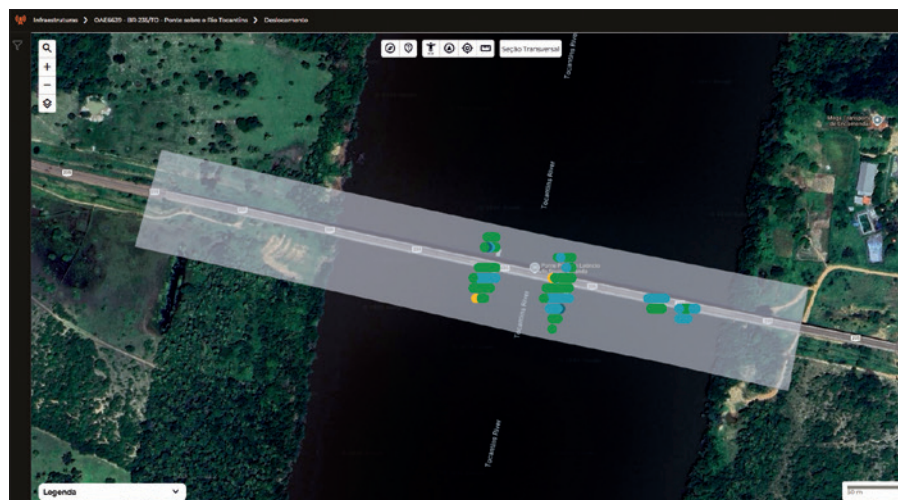


FIGURA 3

PONTOS REFLETORES DO SINAL DE ONDAS DE RÁDIO DE SATÉLITE SOBRE A PONTE PEDRO AFONSO

FONTE: DNIT

como pontes, viadutos, barragens e dutos, porque, diferente dos sensores ópticos, o radar não depende de luz solar e seu sinal penetra nuvens e névoas, permitindo operações contínuas sob quaisquer condições atmosféricas e em períodos noturnos.

Desde 2023, as 770 obras de arte especiais sob jurisdição da prefeitura municipal de São Paulo são monitoradas pela tecnologia InSAR, que, semelhante ao DNIT, funciona como triagem de estruturas que demandam uma análise mais detalhada. “Um deslocamento com magnitude, evolução temporal ou comportamento que justifica atenção gera um alerta e subsidia o deslocamento de uma equipe de inspeção presencial, funcionando como um gatilho de investigação, não como determinação automática de intervenção”, explica o secretário da Secretaria de Infraestrutura Urbana da Prefeitura Municipal de São Paulo, Eng. Marcos Monteiro.

Além do InSAR, que faz o monitoramento quinzenal de movimentação de superfície das OAE municipais, o sistema da prefeitura de São Paulo agrega também 428 câmeras de videomonitoramento de alta resolução instaladas em 295 OEA selecionadas e monitoramento de notícias, mídias sociais e aplicativos de navegação.

As câmeras PTZ, acopladas a motores, que possibilitam seu movimento horizontal e vertical, possuem alta resolução e zoom que possibilitam acompanhar a variação de juntas de dilatação, além de apoiar na gestão do tráfego na cidade, permitem registrar acidentes, como colisões de veículos em pilares, e incêndios. Com esta tecnologia, a Prefeitura de São Paulo agiu prontamente para interditar o Viaduto Condessa de São Joaquim sobre a Avenida 23 de Maio, quando detectou, por meio de câmera, um incêndio sob o viaduto provocado pela explosão de um botijão de gás.

O monitoramento automático em portais de notícias, redes sociais e aplicativos de navegação de palavras-chave associadas às OAE municipais permite reportar acidentes, congestionamentos, interdições e perigos. Ele complementa o monitoramento por câmeras e por radar, pois facilita a consulta a câmeras, e subsidia a gestão das OAE, na medida em que possibilita a ação preventiva a eventos com potenciais impactos sobre o desempenho da estrutura. O solapamento ocorrido numa ponte da

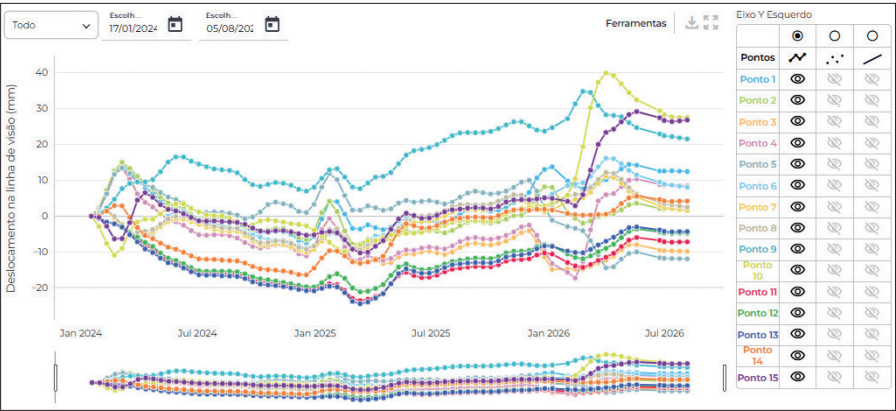


FIGURA 4
SÉRIE HISTÓRICA DOS DESLOCAMENTOS REGISTRADOS NOS PONTOS REFLETORES DA PONTE PEDRO AFONSO
FONTE: DNIT

cidade chegou até o Centro Integrado de Fiscalização de OAE por meio desse monitoramento de redes sociais. Com ele, foi possível acionar rapidamente a Companhia de Engenharia de Tráfego para fazer a interdição do local.

O sistema de monitoramento da Prefeitura de São Paulo foi desenvolvido como plataforma integrada, capaz de reunir tecnologias de aquisição, armazenamento,

processamento, análise e visualização de dados num único ambiente operacional. Sua arquitetura suporta aplicativos móveis de equipes em campo, realizando inspeções visuais e captura de realidade por meio de levantamentos aéreos (drones) e terrestres (scanners); sistemas de informação geográfica, que integram os dados descritivos com dados de localização; modelos BIM georreferenciados; documen-

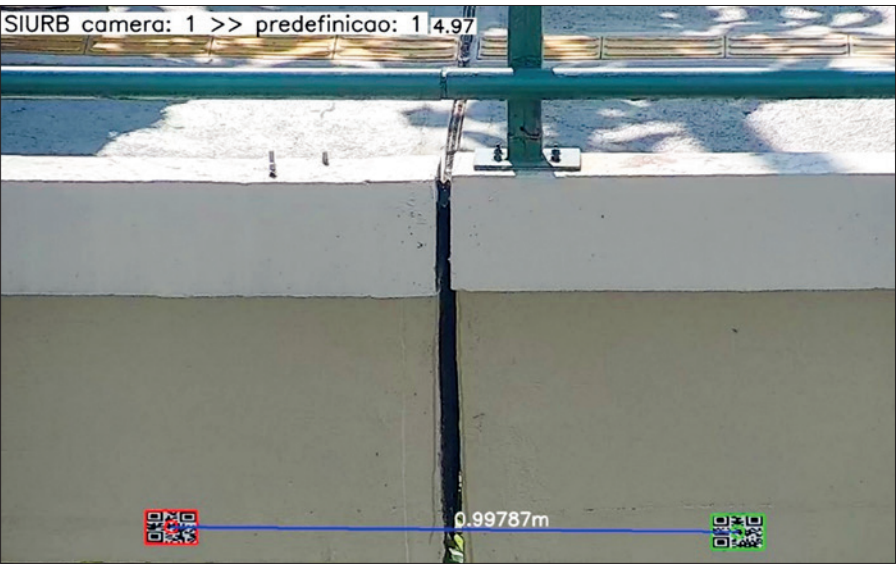


FIGURA 5
ACOMPANHAMENTO DE ABERTURA DE JUNTA DE DILATAÇÃO EM PONTE NA CIDADE DE SÃO PAULO
FONTE: SIURB

tação técnica, como plantas, cortes, elevações e desenhos planimétricos. O sistema integra e apresenta as informações numa interface geográfica única, que possibilita visualizar as tendências dos interferogramas nas cores verde (estável), vermelho (subsistência) e azul (soerguimento), as imagens das câmeras de monitoramento, as ordens de serviço e as localizações das equipes em campo. “O sistema estabelece um ciclo integrado de monitoramento, alerta, inspeção em campo, análise e gestão, conectando dados remotos às atividades de campo e aos processos de avaliação e priorização das intervenções”, resume o secretário.

Segundo ele, a integração entre monitoramento remoto, alertas e inspeções presenciais já permitiu identificar situações que resultaram em restrição ou interdição da OAE, antes que evoluíssem para eventos de maior gravidade, como colapsos. Até o mês de junho deste ano, o sistema emitiu 2953 alertas, que gerou 271 vistorias,

sendo apenas 37 decorrentes de verificação de alertas e 17 emergenciais. Neste período, não houve nenhum tipo de colapso de OAE.

“Outro impacto relevante é a agilidade na preparação de intervenções: a consolidação das manifestações identificadas e das terapias recomendadas, já vinculadas a estimativas orçamentárias, torna mais rápida a transição entre a identificação da necessidade e a estruturação da contratação”, aponta Monteiro.

Por seu turno, a plataforma de sensoriamento remoto do DNIT já permitiu identificar estruturas com comportamento cinemático relevante, que passaram a ser analisadas de forma mais detalhada. Nunes cita a Ponte sobre o Estreito dos Coqueiros, localizada na BR-135/MA, no qual os dados de monitoramento satelital indicaram comportamento compatível com anomalia estrutural, com posterior constatação em campo do esmagamento dos apoios (veja nesta edição). Outro caso foi o Pon-

tilhão localizado no km 41 da BR-343/PI, cuja análise das séries históricas inSAR identificou deslocamentos relevantes que levaram, durante o acompanhamento em campo, ao colapso parcial do acostamento.

Na avaliação de Monteiro acerca do sistema de monitoramento remoto adotado, “o principal ganho foi passar de uma atuação predominantemente reativa para uma abordagem preventiva e orientada por dados, direcionando os recursos disponíveis para onde são mais necessários”.

Nunes prevê ajustes no projeto-piloto do DNIT, como calibração dos parâmetros de alertas por tipologia estrutural, aperfeiçoamento dos critérios de monitoramento mensal e trimestral e integração dos dados InSAR com inspeções, projetos, histórico de intervenções e informações cadastrais do PROARTE – Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas do DNIT, voltado ao gerenciamento, planejamento, execução, monitoramento e controle de intervenções em OAE e estruturas de contenção da malha rodoviária federal. “No âmbito do PROARTE, a elaboração de Planos de Trabalho e Orçamento (PTO) e a definição das ações de manutenção consideram as informações técnicas disponíveis sobre as OAE”, completa.

As 770 OAE monitoradas pela prefeitura representam 70% das obras de arte especiais do município de São Paulo. Além delas, a arquitetura do sistema, fornecida, implantada, integrada e mantida pela ARC Mobilidade, vencedora do pregão eletrônico, foi concebida de forma modular, podendo ser estendida para monitoramento e gestão de outras tipologias de ativos de infraestrutura urbana, como túneis, estruturas de contenção e edificações públicas. O InSAR, por exemplo, tem aplicação relevante também no monitoramento de recalques em túneis e estruturas de contenção. “Até o momento, não está sendo estudada a ampliação do programa para essas outras tipologias, mas a tendência é sua evolução gradual para essas outras tipologias, aproveitando a infraestrutura de integração de dados já estabelecida”, informa Monteiro. O programa atual tem prazo de execução de cinco anos.

Por sua vez, o monitoramento remoto de obras de arte especiais do DNIT prevê sua extensão para 5300 pontes e viadutos,

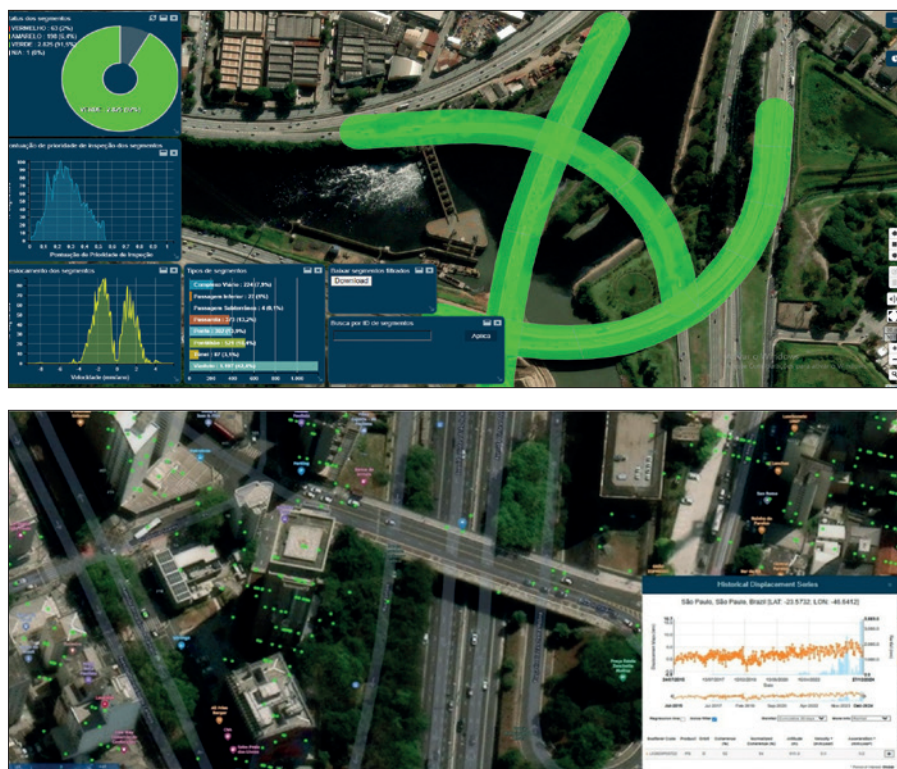


FIGURA 6

PONTOS REFLETORES DO SINAL InSAR (B) E ANÁLISES OBTIDAS POR MEIO DA PLATAFORMA DE MONITORAMENTO DA PREFEITURA DE SÃO PAULO

FONTE: SIURB

diferenciadas quanto à frequência de acompanhamento: 1000 serão monitoradas mensalmente e 4300 terão monitoramento trimestral. A definição das pontes e viadutos já inseridos no programa considerou sua relevância e complexidade, priorizando pontes notáveis, OAE com maiores vãos, estruturas executadas por balanços sucessivos, obras com tipologias estruturais mais complexas, obras com condição de conservação mais desfavorável e com histórico de intervenções, bem como sua importância estratégica ou operacional. “Conforme os resultados do monitoramento e as condições verificadas nas inspeções, uma estrutura acompanhada trimestralmente poderá ser transferida para monitoramento mensal, e vice-versa”, explicou o diretor de infraestrutura rodoviária do DNIT, Eng. Fábio Nunes.

O monitoramento remoto por satélite representa mais um avanço no acompanhamento da saúde estrutural de pontes, viadutos e passarelas, e no seu gerenciamento eficiente. Ele possui, no entanto, várias limitações técnicas, como órbitas satelitais controladas por terceiros (órgãos governamentais e empresas privadas), a não detecção de alguns tipos de movimentações, a sua aplicabilidade a alguns pontos da estrutura, a periodicidade de atualização dos dados, a interpretação dos dados ser dependente da geometria da estrutura, entre outros.

Além disso, existem limitações metodológicas relativas aos sistemas implementados pelo DNIT e pela Prefeitura de São Paulo. Os sistemas são basicamente destinados à análise temporal de deslocamentos (velocidade, aceleração e tendências), à classificação de criticidade do desempenho estrutural e funcional, à geração de alertas parametrizados para equipes de campo e à priorização de estruturas quanto à demanda de inspeções visuais.

Os sistemas não contemplam sensores de aquisição contínua de dados (sensores capazes de medir vibrações, temperatura, umidade, pH, concentração de íons, corrosão de armadura etc.) nem modelos determinísticos ou probabilísticos de previsão de comportamento estrutural e de vida útil, base para um monitoramento efetivo da saúde estrutural



FIGURA 7

PONTE SOBRE O ESTREITO DOS MOSQUITOS, ONDE UM PROJETO-PILOTO ESTÁ EM ESTÁGIO INICIAL DE IMPLANTAÇÃO PARA CRIAÇÃO DE GÊMEO DIGITAL

de OAE e para subsidiar estratégias de manutenção preditiva.

Por isso, tanto o DNIT como a Prefeitura de São Paulo preveem incorporar aos seus sistemas atuais de monitoramento remoto por satélite modelos numéricos, aprendizado de máquina, inteligência artificial e análises preditivas. A perspectiva é integrar progressivamente novas tecno-

logias e sistemas, criando as condições para o gêmeo digital, sistema ciberfísico, que integra elementos físicos e computacionais, proporcionando monitoramento contínuo, análise de dados em tempo real e controle proativo da estrutura. Este avanço é ainda incipiente no país, onde “os gêmeos digitais estão ainda na fase de protótipos”, arremata Bittencourt. ☺



FIGURA 8

VISTA INTERNA DO CAIXÃO CELULAR, COM ÊNFASE NO REFORÇO DE FIBRA DE CARBONO, DA PONTE DOS REMÉDIOS

FONTE: SIURB

Interferometria de radar de abertura sintética (InSAR) como ferramenta de alerta precoce no monitoramento de Obras de Arte Especiais: o caso da ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA)

FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES - DIR. DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA - (fabio.nunes@dnit.gov.br) - <https://orcid.org/0009-0003-6601-0084> ;

MARIA HELENA FERRER - ENG³ - <https://orcid.org/0000-0003-3326-2042> ;

ALEXANDRE GIL BATISTA DE MEDEIROS - COORD. DE MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS E CONTENÇÕES - <https://orcid.org/0009-0005-7861-9203> ;

MATEUS SANTOS LIMA - ENG. - <https://orcid.org/0009-0006-7852-5482> – DNIT

RESUMO

A SEGURANÇA DE PONTES E VIADUTOS NO BRASIL, DIANTE DE COLAPSOS, TEM MOTIVADO A ADOÇÃO DE MÉTODOS DE ALERTA PRECOCE. ESTE ARTIGO APRESENTA A INTERFEROMETRIA DE RADAR DE ABERTURA SINTÉTICA (InSAR) COMO FERRAMENTA DE MONITORAMENTO CONTÍNUO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (OAEs), ABORDANDO SEUS FUNDAMENTOS, TÉCNICAS MULTITEMORAIS E A SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS NA ESCALA MILIMÉTRICA. COMO ESTUDO DE CASO, ANALISA-SE A PONTE SOBRE O ESTREITO DOS MOSQUITOS (BR-135/MA), NA QUAL DEZ PONTOS MONITORADOS POR SATÉLITE INDICARAM AMPLITUDE DIFERENCIAL DE APROXIMADAMENTE 125 MM EM 25 MESES, COM APROXIMAÇÃO DE ATÉ +64 MM E AFASTAMENTO DE ATÉ -61 MM EM RELAÇÃO AO SATÉLITE. O COMPORTAMENTO CINEMÁTICO DIVERGENTE OBSERVADO NAS SÉRIES MOTIVOU INSPEÇÃO EXTRAORDINÁRIA, QUE CONFIRMOU CONDIÇÃO ESTRUTURAL CRÍTICA E PERDA EXPRESSIVA DE RIGIDEZ NA REGIÃO DOS ANTIGOS DENTES GERBER. CONCLUI-SE QUE O InSAR É EFICAZ COMO INSTRUMENTO DE TRIAGEM, ALERTA PRECOCE E APOIO À GESTÃO DE ATIVOS BASEADA EM RISCO.

PALAVRAS-CHAVE: InSAR, OBRAS DE ARTE ESPECIAIS, MONITORAMENTO ESTRUTURAL, ALERTA PRECOCE, GESTÃO DE ATIVOS.

1. INTRODUÇÃO

A malha rodoviária federal brasileira reúne milhares de Obras de Arte Especiais

(OAEs), parcela expressiva delas projetada e construída há várias décadas, sob normas e carregamentos distintos dos atuais. O envelhecimento desse acervo, somado ao aumento do volume e do peso do tráfego, eleva a demanda por inspeção, manutenção e, sobretudo, por prevenção de falhas. Colapsos ocorridos nos últimos anos evidenciaram o elevado custo humano e econômico associado à perda de uma travessia.

A inspeção visual periódica e a instrumentação permanecem indispensáveis, porém são localizadas, episódicas e intensivas em recursos. Técnicas de sensoriamento remoto orbital despontam como camada complementar de vigilância contínua. A interferometria de radar de abertura sintética (InSAR) destaca-se por apresentar sensibilidade a deslocamentos na escala milimétrica, cobrir grandes extensões sem instalação de equipamentos em campo e dispor de acervos históricos de imagens desde a década de 1990.

Este artigo apresenta os fundamentos da técnica InSAR e seu papel como ferramenta de alerta precoce em OAEs, ilustrado por um estudo de caso nacional, a Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA), cujo monitoramento orbital antecedeu e motivou a inspeção extraordinária

e o monitoramento dinâmico descritos no artigo que acompanha o presente trabalho.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1 Fundamentos da técnica InSAR

O radar de abertura sintética (SAR, do inglês *Synthetic Aperture Radar*) é um sensor ativo embarcado em satélite que emite micro-ondas e registra o sinal retroespalhado pela superfície. Por dispor de fonte própria de energia, adquire imagens de dia e de noite e atravessa a cobertura de nuvens, garantindo aquisições regulares independentemente das condições meteorológicas, vantagem decisiva no clima tropical.

A interferometria explora a fase do sinal de duas ou mais imagens adquiridas sobre a mesma área em datas distintas. A diferença de fase relaciona-se à variação da distância entre o satélite e o alvo ao longo da linha de visada (LOS, do inglês *line of sight*). Removidas as contribuições da topografia e da órbita, a interferometria diferencial (DInSAR) isola a componente de deformação, com sensibilidade da ordem de milímetros. A banda C, adotada pela constelação Sentinel-1 do programa europeu Copernicus, equilibra cobertura e dados gratuitos, com revisita de 6 a 12 dias;

a banda L penetra melhor a vegetação, característica relevante nos corredores rodoviários brasileiros.

2.2 Técnicas multitemporais: PSInSAR e SBAS

Interferogramas isolados sofrem com ruídos atmosféricos e perda de coerência ao longo do tempo. Técnicas multitemporais superam essas limitações processando longas pilhas de imagens. A interferometria por refletores persistentes (PSInSAR), proposta por Ferretti, Prati e Rocca (2001), identifica pontos de resposta estável como quinas de estruturas, elementos metálicos e superfícies de concreto, e estima, para cada um, a velocidade de deslocamento e o histórico temporal. A técnica de pequenas linhas de base (SBAS), de Berardino *et al.* (2002), explora alvos distribuídos, ampliando a densidade de medições. Para as OAEs, concreto e aço comportam-se como excelentes refletores, favorecendo alta densidade de pontos sobre tabuleiros, pilares e encontros (Crosetto *et al.*, 2016).

2.3 InSAR como ferramenta de alerta precoce em OAEs

No monitoramento de OAEs, o InSAR permite acompanhar recalques de fundações e pilares, tendências de deflexão de tabuleiros e o assentamento de aterros de acesso, com a vantagem de produzir séries temporais que evidenciam acelerações do deslocamento, possíveis precursores de falha. O caso de referência internacional é o da Ponte Morandi, em Gênova, cujo colapso em 2018 resultou em 43 mortes: estudos com séries InSAR (Milillo *et al.*, 2019) demonstraram deformações mensuráveis e crescentes nos meses anteriores à ruptura. Esse potencial de detecção precoce, aliado à cobertura sistemática de redes inteiras, motiva a incorporação da técnica aos programas de gestão de OAEs.

2.4 Estudo de caso: Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA)

A Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (ativo OAE5124), localizada na BR-135/MA, aproximadamente na latitude -2,761733° e longitude -44,356967°, possui 459 m de extensão, seção celular em concreto pro-



FIGURA 1

DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DOS DISPERSORES PERSISTENTES (PS) SOBRE A PONTE SOBRE O ESTREITO DOS MOSQUITOS (BR-135/MA), EM GEOMETRIA ORBITAL DESCENDENTE

FONTE: PLATAFORMA DE MONITORAMENTO IN SAR

tendido, antigos dentes Gerber e histórico de intervenções de reforço, tendo sido aberta ao tráfego em 1972.

O monitoramento interferométrico empregado neste estudo utiliza dados SAR da missão Sentinel-1, em banda C, processados de forma multitemporal para obtenção de séries de deslocamento associadas a dispersores persistentes (PS — *Persistent Scatterers*). No caso analisado, foram utilizadas exclusivamente aquisições em geometria orbital descendente, sendo os deslocamentos expressos na linha de visada do satélite (LOS — *Line of Sight*). Dessa forma, os valores apresentados correspondem à variação relativa da distância entre o sensor e o alvo projetada na direção LOS, não sendo possível, a partir de uma única geometria orbital, decompor isoladamente as componentes vertical e horizontal do movimento.

A solução operacional disponibiliza aos usuários os produtos resultantes do processamento multitemporal e as respectivas séries de deslocamento dos PS. Entretanto, a interface consultada não permite recuperar de forma rastreável o número total de cenas SAR efetivamente empregado na pilha interferométrica, tampouco identifica, para o usuário, o alvo estável de referência utilizado no processamento. Do mesmo modo, embora os produtos sejam baseados na evolução temporal de dispersores persistentes, a implementação específica

do algoritmo de processamento não é discriminada na interface operacional como PSInSAR clássico ou SBAS. Por esse motivo, neste trabalho, o método é referido de forma mais geral como processamento InSAR multitemporal baseado em dispersores persistentes.

A Figura 1 apresenta a distribuição espacial dos dispersores persistentes atualmente disponíveis sobre a Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos, evidenciando a cobertura interferométrica ao longo da estrutura. Ressalta-se que a plataforma possui caráter dinâmico, sendo os produtos atualizados à medida que novas aquisições SAR são incorporadas ao processamento. Consequentemente, a configuração atualmente apresentada no ambiente operacional não permite estabelecer de maneira inequívoca a correspondência entre a identificação atual dos dispersores e os dez pontos selecionados quando da análise original.

Para preservar a rastreabilidade entre os dados interferométricos originalmente avaliados e as ações de gestão deles decorrentes, adotou-se, neste estudo, a janela compreendida entre janeiro de 2024 e fevereiro de 2026, correspondente ao conjunto de dados disponíveis e efetivamente utilizados na avaliação técnica original. Naquela ocasião, foram selecionadas dez séries temporais associadas a dispersores persistentes disponíveis sobre a estrutura.

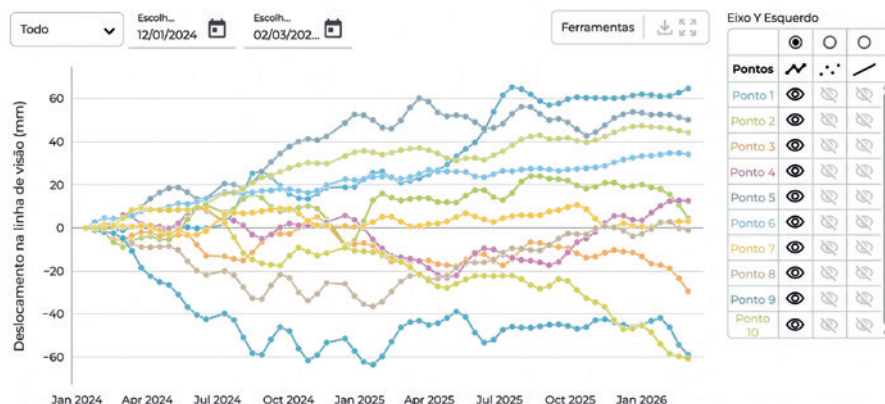


FIGURA 2

SÉRIES TEMPORAIS DE DESLOCAMENTO NA LINHA DE VISADA (LOS) DOS DEZ PONTOS MONITORADOS NA OAE5124 ENTRE JANEIRO DE 2024 E FEVEREIRO DE 2026

FONTE: PLATAFORMA DE MONITORAMENTO InSAR

Atualizações posteriores da plataforma não foram incorporadas retrospectivamente aos resultados aqui apresentados. A Figura 2 preserva, portanto, as séries temporais efetivamente consideradas na análise.

A leitura das séries evidencia comportamento cinemático diferenciado entre os pontos selecionados. Ao final do período, os valores extremos variavam de aproximadamente +64 mm, indicando aproximação em relação ao satélite, a -61 mm, indicando afastamento, correspondendo a uma amplitude diferencial de aproximadamente 125 mm entre os extremos das séries em LOS. Essa amplitude não deve ser interpretada diretamente como abertura, recalque ou deslocamento estrutural físico de 125 mm, uma vez que a medição em uma única geometria orbital representa a projeção das componentes de movimento sobre a direção LOS.

Três séries destacaram-se pela magnitude e pela evolução temporal. Uma apresentou aproximação sustentada até aproximadamente +64 mm, com velocidade média da ordem de +30 mm/ano e cerca de +36 mm/ano no trecho final analisado. Duas outras atingiram aproximadamente -58 mm e -61 mm em afastamento, sendo que esta última apresentou aceleração expressiva no trecho final, da ordem de -60 mm/ano. A síntese desses comportamentos é apresentada na Tabela 1.

Cabe destacar que não foi realizada, no presente estudo, a decomposição quantitativa da componente termoelástica das séries de deslocamento. Pontes de concreto pretendido estão sujeitas a variações sazonais decorrentes da expansão e contração térmica, que podem contribuir para a amplitude das séries interferométricas (Schlögl *et al.*, 2021; Tonelli *et al.*, 2023). Dessa forma, a amplitude diferencial de aproximadamente 125 mm corresponde à diferença observada entre os extremos das séries relativas em LOS e não deve ser interpretada integralmente como deformação estrutural permanente. Apesar dessa limitação, a persistência temporal, a divergência entre as séries e a alteração de velocidade observada em pontos distintos justificaram a priorização da estrutura para investigação complementar.

A priorização da estrutura não se baseou exclusivamente na magnitude absoluta das séries. Para fins de triagem, foram consideradas conjuntamente a persistência temporal dos deslocamentos, a divergên-

cia de comportamento entre as séries e a alteração de velocidade observada em pontos de maior magnitude. Dessa forma, o alerta interferométrico deve ser entendido como indicador de comportamento cinemático anômalo e de necessidade de investigação prioritária, e não como um limite isolado de segurança estrutural. Não se adota, portanto, um valor absoluto universal de deslocamento em LOS que, isoladamente, determine uma condição de risco para todas as tipologias de OAEs.

No que se refere à incerteza das medições, não foi realizada validação geodésica independente específica dos dez pontos analisados, e a interface operacional utilizada não disponibilizou uma estimativa quantitativa de incerteza individual associada a cada série. Por esse motivo, não se atribui neste trabalho uma precisão absoluta específica aos valores apresentados. Os resultados são interpretados prioritariamente quanto à magnitude relativa, evolução temporal e

padrão conjunto das séries. Nesse contexto, a expressão “sensibilidade a deslocamentos na escala milimétrica” é mais apropriada do que a atribuição de uma precisão milimétrica absoluta ao estudo de caso.

O carregamento proveniente do tráfego rodoviário constitui uma ação variável relevante para a resposta estrutural da ponte; entretanto, não foi incorporada ao presente estudo uma série de tráfego sincronizada com as aquisições SAR. Além disso, a periodicidade orbital da aquisição InSAR não permite individualizar a resposta transitória decorrente da passagem de veículos, fenômeno que ocorre em escala temporal muito inferior ao intervalo entre imagens sucessivas. Assim, a análise concentrou-se nas tendências de médio e longo prazo das séries interferométricas, enquanto a resposta dinâmica ao tráfego foi avaliada posteriormente por métodos específicos de campo.

A combinação entre magnitude, persistência e evolução diferenciada das séries

TABELA 1

PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE REFORÇO ESTRUTURAL

Série	Deslocamento LOS ao final do período	Comportamento observado	Indicador de evolução
Série de maior aproximação	≈ +64 mm	Aproximação persistente	≈ +30 mm/ano no período e ≈ +36 mm/ano no trecho final
Série de afastamento	≈ -58 mm	Afastamento progressivo	tendência persistente
Série de maior afastamento	≈ -61 mm	Afastamento com aceleração no trecho final	≈ -60 mm/ano no trecho final

FONTE: OS AUTORES

motivou a realização de inspeção extraordinária presencial. Essa inspeção, complementada por aerolevantamento com drone, modelagem em elementos finitos e identificação modal operacional, caracterizou a estrutura em condição crítica, com Nota 1 segundo a Norma DNIT 010/2024-PRO, perda de rigidez de até 27,9% na região dos antigos dentes Gerber e acelerações longitudinais elevadas, resultando na recomendação de restrição parcial ao tráfego pesado (veja detalhes no outro artigo dos autores nesta edição). Esses resultados de campo constituem a validação independente de que o sinal interferométrico havia identificado uma região que demandava investigação prioritária. A Norma DNIT 010/2024-PRO associa a condição crítica à necessidade de medidas imediatas, podendo envolver restrição ou interdição do tráfego e instrumentação contínua.

Dessa forma, o estudo de caso evidencia o papel do InSAR como camada complementar de triagem e alerta precoce: o monitoramento orbital permitiu identificar previamente um comportamento cinemático anômalo e direcionar a investigação de campo, enquanto a caracterização da condição estrutural e as decisões de intervenção permaneceram fundamentadas na inspeção e nas avaliações específicas realizadas na OAE.

2.5 Limitações e integração à gestão de ativos

A correta aplicação do InSAR exige reconhecer suas limitações. A medição ocorre

apenas na linha de visada; a recuperação das componentes vertical e horizontal demanda a combinação de órbitas ascendente e descendente. A técnica depende de alvos coerentes, vegetação densa e lâminas d'água reduzem a coerência, e exige a separação da componente térmica cíclica das estruturas esbeltas. OAEs de pequenas dimensões podem oferecer número insuficiente de refletores. Em síntese, o InSAR fornece tendência e alerta, não dispensando inspeção nem instrumentação dedicada.

Incorporado a um fluxo de gestão de ativos baseado em risco, o InSAR gera alertas parametrizados que direcionam inspeções e, quando necessário, a instalação de instrumentação convencional nos pontos críticos, otimizando a alocação de equipes e recursos. Essa articulação entre sensoriamento remoto, inspeção convencional e modelos de priorização alinha-se à transição para uma gestão de ativos rodoviários preditiva e orientada por dados.

Sob o ponto de vista econômico, uma das principais vantagens do monitoramento orbital está associada à sua escalabilidade. Diferentemente da instrumentação permanente convencional, que exige instalação e manutenção de equipamentos em cada estrutura, o InSAR permite o acompanhamento simultâneo de um grande número de ativos a partir de uma infraestrutura integrada de processamento e gestão de dados. No âmbito do DNIT, essa característica possibilita sua aplicação como ferramenta de triagem em uma rede extensa de

OAEs, direcionando inspeções detalhadas e instrumentação específica às estruturas que apresentem comportamento anômalo. Assim, o benefício econômico da técnica está principalmente na racionalização da alocação de recursos de inspeção e monitoramento, e não na substituição dos métodos convencionais.

3. CONCLUSÕES

O InSAR é uma técnica madura e aplicável ao monitoramento de deslocamentos de OAEs em larga escala, com sensibilidade na escala milimétrica e capacidade de análise histórica. Seu maior potencial está na detecção de tendências e de sinais precursores de movimento e na triagem que direciona inspeções. No caso da Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos, o monitoramento orbital revelou amplitude diferencial de cerca de 125 mm em 25 meses, com pontos em aceleração que dispararam o alerta e anteciparam a confirmação de condição crítica em campo, em linha com o precedente internacional da Ponte Morandi.

As limitações da técnica, geometria de linha de visada, dependência de coerência e efeitos térmicos e atmosféricos, impõem interpretação criteriosa e impedem que ela substitua a inspeção visual e a instrumentação dedicada. Recomenda-se sua adoção como camada complementar de vigilância e alerta precoce, integrada a uma gestão de ativos baseada em risco, capaz de ampliar a segurança das travessias e a eficiência na aplicação dos recursos públicos. ☺

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] BERARDINO, P.; FORNARO, G.; LANARI, R.; SANSOSTI, E. A new algorithm for surface deformation monitoring based on small baseline differential SAR interferograms. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, v. 40, n. 11, p. 2375-2383, 2002.
- [2] CROSETTO, M.; MONSERRAT, O.; CUEVAS-GONZÁLEZ, M.; DEVANTHÉRY, N.; CRIPPA, B. Persistent Scatterer Interferometry: a review. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, v. 115, p. 78-89, 2016.
- [3] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Norma DNIT 010/2024-PRO: inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - procedimento. Brasília: DNIT, 2024.
- [4] FERRETTI, A.; PRATI, C.; ROCCA, F. Permanent scatterers in SAR interferometry. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, v. 39, n. 1, p. 8-20, 2001.
- [5] MILILLO, P.; GIARDINA, G.; PERISSIN, D.; MILILLO, G.; COLETTA, A.; TERRANOVA, C. Pre-collapse space geodetic observations of critical infrastructure: the Morandi Bridge, Genoa, Italy. *Remote Sensing*, v. 11, n. 12, art. 1403, 2019.
- [6] NUNES, F. P. S. et al. Inspeção extraordinária e monitoramento dinâmico de obra de arte especial em concreto protendido com dentes Gerber: estudo de caso da Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA). *Revista CONCRETO & Construções*, no prelo. [artigo que acompanha o presente trabalho].
- [7] SCHLÖGL, M.; WIDHALM, B.; AVIAN, M. Comprehensive time-series analysis of bridge deformation using differential satellite radar interferometry based on Sentinel-1. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, v. 172, p. 132-146, 2021. DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2020.12.001.
- [8] TONELLI, D. et al. Interpretation of Bridge Health Monitoring Data from Satellite InSAR Technology. *Remote Sensing*, v. 15, 5242, 2023. DOI: 10.3390/rs15215242.

Inspeção extraordinária e monitoramento dinâmico de obra de arte especial em concreto protendido com dentes Gerber: estudo de caso da Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos (BR-135/MA)

FÁBIO PESSOA DA SILVA NUNES - DIR. DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA - (fabio.nunes@dnit.gov.br) - <https://orcid.org/0009-0003-6601-0084> ;

MARIA HELENA FERRER - ENG³ - <https://orcid.org/0000-0003-3326-2042> ;

ALEXANDRE GIL BATISTA DE MEDEIROS - COORD. DE MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS E CONTENÇÕES - <https://orcid.org/0009-0005-7861-9203> – DNIT

PABLO JUAN LOPES E SILVA SANTOS - ENG. - <https://orcid.org/00000-0002-4939-5184> – Consórcio InfraGestão Rodoviária

RESUMO

A PONTE SOBRE O ESTREITO DOS MOSQUITOS (BR-135/MA), COM 459 M EM SEÇÃO CILINDRICA DE CONCRETO PROTENDIDO E ANTIGOS DENTES GERBER SOLIDARIZADOS, FOI SUBMETIDA A INSPEÇÃO EXTRAORDINÁRIA E A MONITORAMENTO DINÂMICO APÓS ALERTA DE MOVIMENTAÇÃO OBTIDO POR MONITORAMENTO ORBITAL. ESTE ARTIGO APRESENTA O ESTUDO DE CASO, INTEGRANDO AVALIAÇÃO VISUAL, AEROLEVANTAMENTO POR DRONE, MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS E IDENTIFICAÇÃO MODAL OPERACIONAL (OPERATIONAL MODAL ANALYSIS - OMA) DE BAIXO CUSTO, COM ACCELERÔMETRO DE SMARTPHONE E TRANSFORMADA RÁPIDA DE FOURIER (FFT). A REAVALIAÇÃO DE CARGA INDICOU ACRÉSCIMO DE 21,6% NO MOMENTO NEGATIVO E DE 48,7% NO MOMENTO POSITIVO AO SE ATUALIZAR O TREM-TIPO DE TB-36 PARA TB-45. O MODELO NUMÉRICO ADERIU À REFERÊNCIA EMPÍRICA COM DESVIO DE 2,9% NO VÃO CENTRAL; AS FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS, INFERIORES ÀS NUMÉRICAS, INDICARAM PERDA DE RIGIDEZ DE 27,9% NA REGIÃO DO ANTIGO DENTE GERBER DO LADO SÃO LUÍS, CONTRA 7,1% NO LADO OPOSTO DA MESMA OBRA. A ESTRUTURA FOI CLASSIFICADA COMO CRÍTICA (NOTA 1, DNIT 010/2024-PRO), RECOMENDANDO-SE INTERDIÇÃO PARCIAL. A CONTRIBUIÇÃO DO TRABALHO ESTÁ EM DEMONSTRAR QUE A ESTIMATIVA QUANTITATIVA DE PERDA DE RIGIDEZ LOCALIZADA EM OAE DE GRANDE PORTE É OBTENÍVEL EM CAMPANHA PONTUAL, COM INSTRUMENTAÇÃO DE CUSTO DESPREZÍVEL, QUANDO

ANCORADA EM MODELO NUMÉRICO E EM REFERÊNCIA EMPÍRICA INDEPENDENTE.

PALAVRAS-CHAVE: MONITORAMENTO DINÂMICO, OBRAS DE ARTE ESPECIAIS, DENTES GERBER, IDENTIFICAÇÃO MODAL OPERACIONAL, INSPEÇÃO DE PONTES.

1. INTRODUÇÃO

A malha rodoviária federal brasileira abriga milhares de Obras de Arte Especiais (OAEs) construídas há décadas, muitas concebidas com soluções estruturais hoje reconhecidas como problemáticas. Entre elas, destacam-se as pontes com longos balanços e articulações do tipo dente Gerber, sensíveis à deformação lenta, às cargas móveis e à vibração excessiva, e cuja manutenção das juntas é historicamente crítica. A literatura recente confirma essa criticidade. Santarsiero, Picciano e Masi (2025), em revisão do estado da arte sobre reabilitação de dentes Gerber em pontes de concreto armado, apontam a região do dente como a de inspeção mais difícil e de maior acúmulo de agentes deletérios; Di Carlo *et al.* (2023) mediram experimentalmente a perda de capacidade associada à corrosão da armadura nesses consolos; e De Domenico *et al.* (2024), analisando por método não linear um conjunto de viadutos rodoviários com meio século de uso,

mostraram que a deterioração local do dente governa a capacidade última do vão. O acervo brasileiro reproduz esse padrão.

O diagnóstico dessas estruturas apoia-se, cada vez mais, em técnicas de monitoramento da integridade estrutural (*Structural Health Monitoring* - SHM) baseadas em vibração, cuja premissa é que a perda de rigidez altera as propriedades modais. As revisões de Avci *et al.* (2021) e de Sun *et al.* (2023) sistematizam o campo e registram que a frequência natural, embora indicador global e sensível a efeitos ambientais, permanece o parâmetro mais robusto para triagem em campo. A identificação modal operacional (OMA), que extrai esses parâmetros da resposta sob excitação ambiental e de tráfego, dispensa excitação controlada e é, por isso, adequada a pontes em operação. Paralelamente, a comparação entre resposta medida e modelo numérico constitui a base da atualização de modelos em elementos finitos (*Finite Element Model Updating*), aplicada por Svendsen *et al.* (2023) a ponte metálica em escala real com redução expressiva do desvio entre modelo e experimento.

A barreira de custo da instrumentação vem sendo removida pelo uso de acelerômetros de smartphone. Ozer e Kromanis (2024) revisam as aplicações em pontes

e concluem pela adequação dos sensores embarcados à identificação dos primeiros modos; McSweeney *et al.* (2024) compararam medições estacionárias e embarcadas em veículo, obtendo as frequências modais por ambos os arranjos; e Massarelli *et al.* (2026) automatizaram a OMA a partir de dados colaborativos de smartphones. No campo da inspeção, Panigati *et al.* (2025) e Chand *et al.* (2026) documentam a consolidação do aerolevantamento por aeronave remotamente pilotada como meio de acesso a regiões antes inspecionáveis apenas com equipamento especial. O que a literatura ainda documenta pouco é a operação conjunta dessas quatro frentes — inspeção visual normatizada, drone, modelo em elementos finitos e OMA de baixo custo — dentro de um único evento de inspeção extraordinária e com desfecho decisório. É essa integração que o presente trabalho relata.

A Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos, na BR-135/MA, é um exemplo emblemático. Com 459 m de extensão em seção celular de concreto protendido, aberta ao tráfego em 1972, a estrutura foi concebida com balanços sucessivos de 20,8 m a 48,0 m e dentes Gerber, tendo recebido intervenções relevantes de reforço por protensão externa em 2004 e 2017. Apesar disso, mantém comportamento estrutural crítico,

especialmente nos vãos onde os antigos dentes Gerber foram solidarizados. A Figura 1 mostra o mapa de situação da OAE.

Diante de alerta de movimentação proveniente de monitoramento por satélite — objeto do artigo que acompanha o presente trabalho —, realizou-se inspeção extraordinária da OAE entre 23 e 25 de fevereiro de 2026. Este artigo apresenta o estudo de caso resultante, com ênfase na metodologia integrada de diagnóstico: inspeção visual, aerolevantamento por drone, modelagem numérica em elementos finitos, reavaliação de carga frente ao trem-tipo atual e identificação modal operacional de baixo custo para estimativa de perda de rigidez. A contribuição pretendida é dupla: demonstrar que a estimativa quantitativa de perda de rigidez localizada, usualmente associada a sistemas de monitoramento permanentes, é obtível em campanha pontual com acelerômetro de smartphone, desde que validada contra referência empírica independente e modelo numérico; e mostrar que essa estimativa, cruzada com a reavaliação de carga normativa, sustenta decisão de restrição de tráfego em prazo compatível com a urgência do alerta. O texto organiza-se em desenvolvimento — estrutura, método, manifestações patológicas, reavaliação de carga e monitoramento dinâmico —, discussão dos resultados frente à literatura e conclusões.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1 A estrutura e seu histórico

A ponte localiza-se no km 24,40 da BR-135/MA, possui 9,85 m de largura, duas faixas de rolamento sem acostamento e foi projetada para o trem-tipo TB-36, conforme a NB-2 de 1961, contemporânea da NB-1 de 1960, então vigente para o cálculo de peças de concreto armado. A superestrutura é uma seção celular de altura variável, executada por balanços sucessivos, com tabuleiro em concreto protendido sobre infraestrutura e mesoestrutura em concreto armado.

Desde os primeiros anos de uso, registraram-se manifestações associadas à concepção original: relatórios de 1988 e de 2003 apontaram deformações excessivas nos balanços, vibrações e risco de colapso, qualificando o arranjo como projeto inadequado. Em 2004, após o surgimento de fenda em um dos vãos e a interdição ao tráfego pesado, executou-se reforço por protensão externa, solidarização dos dentes Gerber e implantação de apoios adicionais nas extremidades, com escoramento provisório. Em 2016, a OAE foi classificada em condição crítica e, em 2017, recebeu novo reforço com protensão externa e transversal nos vãos Gerber. A última inspeção rotineira, em novembro de 2025, atribuiu Nota 2 (ruim). A Figura 2 mostra

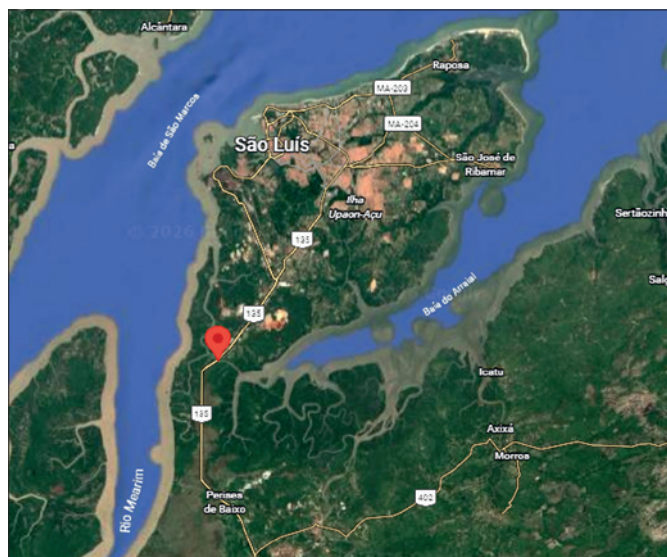


FIGURA 1

LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA OAE

FONTE: GOOGLE EARTH



FIGURA 2

VISTA DA PROTENSÃO POSITIVA EXTERNA ADICIONAL AOS DENTES GERBER

FONTE: AUTORES

a protensão positiva externa adicionada aos dentes Gerber.

2.2 Metodologia da inspeção extraordinária

A inspeção seguiu a Norma DNIT 010/2024-PRO e o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (DNIT, 2004), com avaliação visual direta da infraestrutura, da mesoestrutura e da superestrutura, incluindo os trechos acessíveis da seção celular e ênfase na região crítica entre os apoios P4-P5 e P6-P7. Os pontos inacessíveis foram cobertos por aerolevantamento com aeronaves remotamente pilotadas (DJI Mini 3 Pro e Mini 5 Pro), sob os protocolos da ANAC e do DECEA, totalizando 64 registros — arranjo alinhado à prática revisada por Panigati *et al.* (2025).

Adicionalmente, elaborou-se modelo numérico em elementos finitos para análise estática e modal (Figura 3) e realizou-se monitoramento dinâmico *in loco* com o acelerômetro triaxial de smartphone, por meio do aplicativo Phyphox (Staacks *et al.*, 2018), sob excitação de tráfego pesado. O sinal foi processado por Transformada Rápida de Fourier (FFT) para obtenção das densidades espectrais de potência, das quais se extraíram as frequências dos primeiros modos. Trata-se, portanto, de identificação modal operacional: a excitação não é controlada nem medida.

O modelo numérico foi elaborado em software de elementos finitos. O modelo constitutivo adotado para o concreto foi não linear, baseado em curva tensão-deformação uniaxial com a resistência à compressão característica (f_{ck}) de 25 MPa e representativa de ensaios uniaxiais à compressão do material. O módulo de elasticidade foi calculado conforme a formulação apresentada na NBR 6118:2023, item 8.2.8, a partir do f_{ck} extraído de informações do projeto executivo da Obra de Arte Especial, cujo valor obtido foi de $E_c = 5600 \sqrt{f_{ck}} = 28 \text{ GPa}$.

Para a modelagem da Viga Caixão, adotou-se elementos de casca ("Shell") e para os pilares, utilizou-se elementos de viga ("Frame").

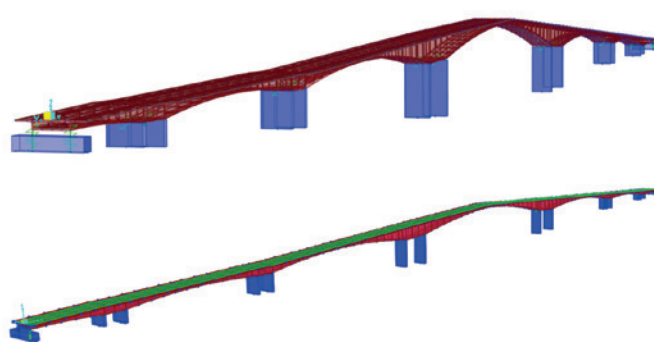


FIGURA 3

MODELO NUMÉRICO E VISUALIZAÇÃO DA IMPOSIÇÃO DE CARGA MÓVEL ATRAVÉS DE LANES

FONTE: AUTORES

O experimento se iniciou com a abertura de aplicativo *Phyphox* e visualização da interface inicial. Ao clicar no ícone '+' e posteriormente em 'adicionar experimento simples', abre-se aba para configuração do experimento. Então, procedeu-se com a indicação da taxa de leitura do sensor utilizada de 20 hz, em que apenas o sensor tipo acelerômetro ficou ativo. A duração das leituras foi, em média, de 60 segundos, tempo suficiente e exequível para captar a excita-

ção do tráfego pesado e sua aceleração instantânea, considerando a operação com o celular sobre o tabuleiro. A Figura 4 ilustra o procedimento inicial de operação no aplicativo.

2.3 Principais manifestações patológicas

Na infraestrutura, as estacas originais estão totalmente enterradas e sem informações dimensionais em projeto, o que impede estimar diretamente sua capacidade resistente; a ausência de recalques aparentes em cerca de 55 anos de uso sugere desempenho adequado, ressal-

vada a impossibilidade de inspeção direta. Os apoios acrescentados em 2004, em estacas escavadas de 100 cm de diâmetro e 40 a 41 m de profundidade, apresentam-se íntegros.

Na mesoestrutura, observou-se fissuração nos apoios de 2004, mais intensa no lado norte (São Luís), e deslocamento dos aparelhos de apoio em direção aos encontros, associado ao alongamento da OAE e à variação térmica. A folga insuficiente das bainhas da protensão vertical resultou em

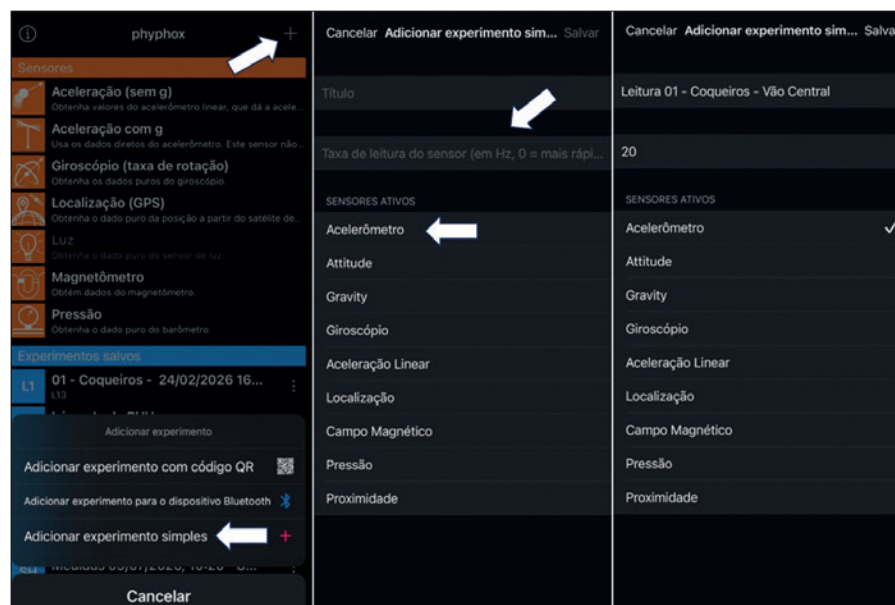


FIGURA 4

PARÂMETROS DE ENTRADA NO APLICATIVO *PHYPHOX*

FONTE: AUTORES

esmagamento dos tubos, sempre na direção do encontro. São críticos os pilares esbeltos P3, P4, P9 e P10, com destaque para a assimetria entre o P8 – ampliado de 50 cm para 82 cm com armadura complementar em 2004 – e o P9 adjacente, mantido na seção original de 30 cm. Os elementos mais preocupantes são o P4 e o P9.

Nos encontros, a extensa camada de solo mole provoca recalques recorrentes e o descalçamento das lajes de aproximação. O encontro norte rompeu-se, atribuindo-se a causa às sucessivas aplicações de revestimento betuminoso que elevaram o empuxo horizontal acima da resistência da cortina, agravadas pela dilatação térmica de uma superestrutura contínua de 459 m, executada praticamente como peça única.

Na superestrutura, registram-se fissuras nas paredes da seção celular, de espessura inferior ao usual, infiltrações generalizadas, desalinhamento nas uniões dos antigos dentes Gerber – resultante da torção sofrida no episódio de 2004 – e degradação avançada do passeio e do guarda-corpo. A Figura 5 mostra a fissuração que se propaga na laje de fundo da seção celular. Os cabos de protensão alojados na face superior da laje, solução já considerada não ortodoxa em 1988, foram reportados a 7 cm da superfície, expostos e corroídos. As deformações na região dos dentes Gerber mostraram-se persistentes na comparação cronológica entre 2004, 2016 e 2026.

2.4 Reavaliação da capacidade de carga

Para avaliar o impacto da evolução normativa, o modelo numérico foi submetido ao trem-tipo de projeto TB-36 (NB-2/1961) e ao trem-tipo vigente TB-45 (NBR 7188:2024), com os coeficientes de segurança da NB-2/1961 ajustados de modo proporcional aos critérios da NBR 8681, ponderando as contribuições do aço e do concreto. A Tabela 1 resume os esforços de flexão obtidos no vão lateral entre os apoios P2 e P3. A leitura dos critérios da NB-2/1961 apoiou-se nas notas de Langendock (s.d.) sobre o cálculo de lajes contínuas de pontes na fase plástica.

Os acréscimos de 21,6% no momento negativo e de 48,7% no positivo evidenciam que a estrutura, dimensionada para o TB-36, encontra-se em desvantagem



FIGURA 5
FISSURAS DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO NA MESA INFERIOR DA SEÇÃO CAIXÃO
FONTE: AUTORES

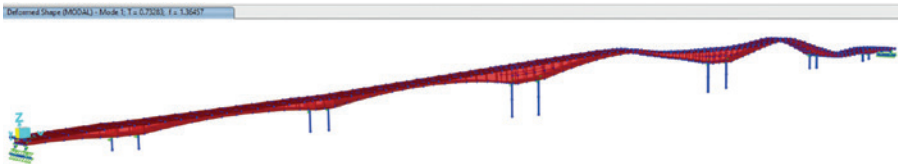


FIGURA 6
PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO VERTICAL DO VÃO CENTRAL OBTIDO NO MODELO NUMÉRICO (1,36 Hz), COM DESVIO DE 2,9% EM RELAÇÃO À REFERÊNCIA EMPÍRICA DE Li et al. (2014)
FONTE: AUTORES

frente às solicitações do trem-tipo atualmente vigente.

2.5 Monitoramento dinâmico e perda de rigidez

A frequência natural de referência do primeiro modo de flexão vertical foi estimada empiricamente pela Equação 1, proposta por Li et al. (2014), resultando em 1,40 Hz para o vão central (L = 106,5 m).

[1] $f = 43,871 \cdot L^{-0,738}$

[2] $f_{1v-lateral} = \frac{(1,15 \sim 1,30) \cdot f_{1v-central}}{2} \cdot 1,40 = 1,715 \text{ Hz}$

O modelo numérico forneceu frequência natural de 1,36 Hz, conforme mostrado na Figura 6, com desvio de 2,9% em relação ao valor referencial, indicando boa correlação. Para o vão lateral que contém o dente Gerber danificado, foi utilizada a Equação 2, que forneceu a frequência empírica de 1,715 Hz, contra 1,66 Hz do modelo, com variação de 3,31%.

TABELA 1
MOMENTOS FLETORES PARA OS TRENS-TIPO TB-36 E TB-45 (VÃO LATERAL P2-P3)

Solicitação	Projeto (TB-36)	TB-45 (NBR 7188:2024)	Variação
Momento negativo (topo do P3)	334.650 kN·m	406.974 kN·m	+21,6%
Momento positivo (vão P2-P3)	23.616 kN·m	35.107 kN·m	+48,7%

FONTE: AUTORES

As frequências experimentais, obtidas por FFT das acelerações medidas sob tráfego pesado, foram inferiores às numéricas, indicando perda de rigidez. Os espectros por trecho são mostrados na Figura 7; em cada um, o pico do primeiro modo de flexão vertical do trecho instrumentado foi identificado pela faixa de frequência esperada para o vão correspondente, e não pela amplitude máxima do espectro, dominada por componentes de excitação do tráfego. Nos painéis medidos sobre os dentes Gerber aparece também o pico de 1,29 Hz do vão

central, modo global que se propaga pela superestrutura contínua; a leitura de rigidez local emprega o pico do vão lateral, único comparável à frequência numérica de 1,66 Hz daquele trecho. Admitindo massa e forma modal invariantes entre o modelo e a estrutura real, a razão entre a rigidez residual e a rigidez íntegra é dada pelo quadrado da razão entre as frequências experimental e numérica, conforme a Equação 3. A Tabela 2 sintetiza os resultados.

$$[3] \quad K_{res} / K_0 = (f_{exp} / f_{num})^2$$

A perda de rigidez de 27,9% na região do antigo dente Gerber do lado São Luís é expressivamente elevada e coerente com as deformações e fissuras observadas naquele trecho. Chama atenção o contraste com o lado continente (7,1%), sujeito ao mesmo tráfego e à mesma geometria: a assimetria reproduz, no comportamento dinâmico, a assimetria já registrada na inspeção visual — desalinhamento das uniões e histórico de torção concentrados no lado São Luís. O registro temporal da

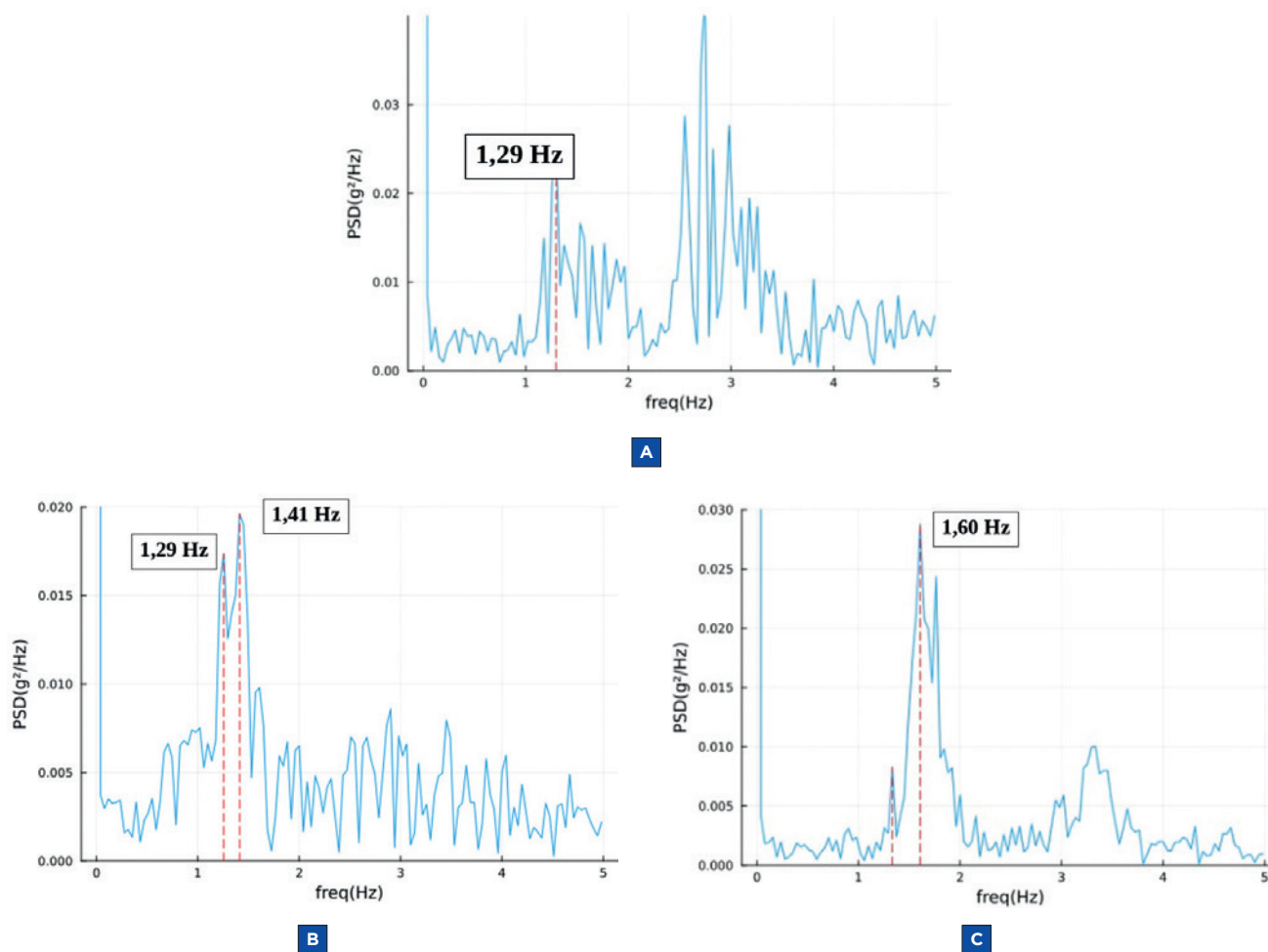


FIGURA 7

DENSIDADES ESPECTRAIS DE POTÊNCIA SOB TRÁFEGO PESADO, COM O PICO DO PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO VERTICAL ASSINALADO: A) VÃO CENTRAL (1,29 Hz); B) DENTE GERBER, LADO SÃO LUÍS (1,41 Hz); C) DENTE GERBER, LADO CONTINENTE (1,60 Hz).

EM (B) REGISTRA-SE TAMBÉM O PICO DE 1,29 Hz DO MODO GLOBAL DO VÃO CENTRAL.

O AFASTAMENTO DO PICO DO VÃO LATERAL EM (B), 1,41 Hz FRENTE AO VALOR NUMÉRICO DE 1,66 Hz, É A EVIDÊNCIA DA PERDA DE RIGIDEZ LOCALIZADA

FONTE: AUTORES

TABELA 2

FREQÜÊNCIAS DE REFERÊNCIA E PERDA DE RIGIDEZ ESTIMADA POR REGIÃO

Região	f empírica (Hz)	f numérica (Hz)	f experimental (Hz)	Perda de rigidez
Vão central	1,39	1,36	1,29	10,0%
Gerber - lado São Luís	1,70	1,66	1,41	27,9%
Gerber - lado continente	1,70	1,66	1,60	7,1%

FONTE: AUTORES

aceleração no vão central é apresentado na Figura 8. A série exibe componente contínua da ordem de $9,81 \text{ m/s}^2$ sobreposta a oscilação de aproximadamente $-0,15 \text{ m/s}^2$ a $+0,09 \text{ m/s}^2$. Como o canal de medição não foi calibrado nem compensado quanto à orientação do aparelho, o sinal é aqui empregado exclusivamente como fonte das frequências modais, e não como medida de amplitude de vibração.

Um exercício de estimativa de peso bruto total admissível, considerando o coeficiente de impacto, a majoração ajustada, a perda de rigidez e o excedente de momento negativo do TB-45, conduziu a cerca de 35 t de PBT.

Nesse cálculo, obteve-se inicialmente o valor base do PBT do TB36 majorado, o qual foi considerado em projeto da OAE. De acordo com o normativo vigente à época, a norma NB-2 1961, a majoração de cargas variáveis se dava pelo seguinte fator ($2,0\phi$). Entretanto, tal norma não considerava minoração da resistência do concreto. Como forma de possibilitar a adequação dos resultados para os critérios modernos, divide-se a majoração descrita por 1,4 (coeficiente minorador da resistência do concreto pela NBR 6118:2023), obtendo-se o valor $1,43\phi$ (ϕ é o coeficiente de impacto de 1,3 admitido para a NB-2). Conjuntamente, reduz-se o valor base pela perda de rigidez no Gerber entre apoios 2 e 3 (27,92%), pela variação percentual máxima de momentos fletores negativos (igual a 21,61%) devido à atualização normativa, e pela perda estimada de rigidez do Gerber no Lado Continente (7,11%). Por fim, obtém-se a seguinte expressão para o PBT admissível, conforme Equação 4. Os coeficientes advêm dos coeficientes majoradores

descritos ou das unidades subtraídas da representação decimal das perdas supracitadas. Diante das incertezas e do estado crítico da estrutura, entretanto, a recomendação adotada foi a restrição do tráfego pesado, e não a fixação de um limite de carga.

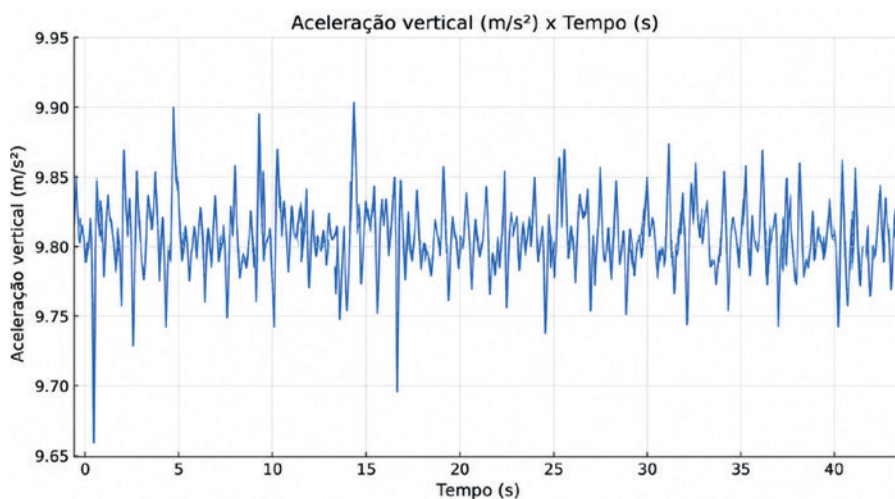
$$[4] \quad PBT = 36 \times 1,3 \times 1,43 \times 0,7208 \times 0,7839 \times 0,9289 = 35,12 \text{ t}$$

3. DISCUSSÃO

A aderência entre a referência empírica de Li *et al.* (2014) e o modelo numérico — 2,9% no vão central e 2,4% no vão lateral — é o primeiro resultado a discutir. A expressão empregada foi ajustada sobre um acervo de pontes rodoviárias chinesas, e sua transposição para uma

seção celular brasileira de 1972 não é automática: a concordância obtida deve ser lida como verificação cruzada de ordem de grandeza, não como validação do modelo. Ainda assim, a convergência entre duas estimativas independentes autoriza empregar a frequência numérica como referência de estrutura íntegra, na ausência da atualização formal do modelo a partir de dados medidos que Svendsen *et al.* (2023) descrevem como o procedimento adequado para essa finalidade.

A perda de rigidez de 27,9% no dente Gerber do lado São Luís decorre de queda de 15,1% na frequência do primeiro modo. A ordem de grandeza é compatível com o que a literatura de detecção de dano baseada em vibração associa a dano estrutural significativo. Sun *et al.* (2023) registram que a variação de frequência atribuível a fatores ambientais e operacionais é usualmente da ordem de 5% a 10%, e que a alteração induzida por dano deve, no mínimo, superar 5% para ser distinguível dessa flutuação. Os 15,1% medidos superam com folga essa faixa. Já a queda de 3,6% do lado continente, correspondente aos 7,1% de perda de rigidez, situa-se abaixo do piso de 5% e não deve ser lida como dano detectado, e sim como o comportamento

**FIGURA 8**

SÉRIE TEMPORAL DA ACELERAÇÃO VERTICAL REGISTRADA NO VÃO CENTRAL SOB TRÁFEGO PESADO, BASE DO ESPECTRO DA FIGURA 7A QUE IDENTIFICOU O MODO DE FREQUÊNCIA 1,29 Hz

FONTE: AUTORES

de referência do trecho homólogo. Mais relevante, o contraste interno entre os dois dentes Gerber — 27,9% contra 7,1%, medidos no mesmo dia e sob o mesmo tráfego — elimina a temperatura e a variação operacional como explicações concorrentes, justamente a fragilidade que aquelas revisões apontam como principal nos indicadores globais de frequência.

O achado converge com a literatura específica sobre dentes Gerber. Di Carlo *et al.* (2023) quantificaram em laboratório a degradação de capacidade dos consolos sob corrosão de armadura, e De Domenico *et al.* (2024) mostraram, para viadutos de idade comparável à da OAE em estudo, que a deterioração local do dente governa a capacidade última do vão. No caso presente, a solidarização executada em 2004 e o reforço por protensão externa de 2017 não devolveram à região a rigidez de um trecho monolítico: a assinatura dinâmica indica que a descontinuidade original permanece estruturalmente ativa. O resultado tem interesse prático direto, porque a solidarização de dentes Gerber é solução corrente de reabilitação no acervo brasileiro, e a revisão de Santarsiero, Picciano e Masi (2025) já registrava a escassez de verificação de desempenho após esse tipo de intervenção.

Quanto ao meio de medição, os resultados são coerentes com o documentado para acelerômetros de smartphone. Ozer e Kromanis (2024) delimitam a aplicabilidade desses sensores aos primeiros modos, faixa em que a resolução e a taxa de amostragem dos dispositivos são suficientes — exatamente a faixa explorada aqui, de 1,3 a 1,6 Hz. McSweeney *et al.* (2024) e Massarelli *et al.* (2026) obtiveram frequências modais confiáveis com arranjos igualmente não calibrados. A limitação, comum a todos, é que o método fornece frequência, não amplitude absoluta nem forma modal, o que restringe seu uso à comparação relativa — que é precisamente o uso feito neste trabalho. De acordo com Sarmadi *et al.* (2023), enquanto os acelerômetros de contato tradicionais são frequentemente divididos em classes como *force-balance*

(servo), piezoelétricos e capacitivos, os sensores integrados aos dispositivos móveis baseiam-se em Sistemas Microeletromecânicos (MEMS) do tipo capacitivo. Essa diferença metodológica e funcional permite que os dispositivos móveis capturem acelerações constantes como gravitacional, variáveis e quase estáticas em três eixos direcionais (X, Y e Z), registrando dados que refletem propriedades estruturais locais e globais em uma ampla faixa de frequência. Tais acelerômetros MEMS apresentam medições e respostas com acurácia, especialmente para frequências abaixo de 20 Hz. O aplicativo Phyphox, utilizado nas medições que baseiam este trabalho, se conecta aos sensores de smartphones para realizar medições, os quais tipicamente se caracterizam como MEMS.

A contribuição do estudo não está em nenhuma das quatro técnicas isoladamente, todas consolidadas, mas no acoplamento entre elas dentro de um único evento de inspeção: o alerta orbital define onde olhar; a inspeção visual e o drone caracterizam a manifestação patológica e delimitam a região suspeita; o modelo numérico fornece a referência de estrutura íntegra e a reavaliação de carga frente ao TB-45; e a OMA de baixo custo converte a suspeita qualitativa em um número comparável entre regiões da mesma obra. O custo marginal dessa última etapa é desprezível frente ao de um sistema de monitoramento permanente, o que a torna replicável em escala de acervo, e não apenas em obras singulares. A literatura técnica apresenta outras formas de detecção de dano, derivadas da aplicação de *Machine Learning*, *Deep Learning* e metodologias diversas para tratar dados obtidos por monitoramento, especialmente acelerações. Neste cenário, podem ser citados, aplicativo wireless para smartphone, capaz de detectar danos por fissuração devido à fadiga em placas usando acústica não linear (Oraczewski, T., Staszewski, W. J., & Uhl, T., 2016), método inovador de estimativa de limiar para o problema de localização de danos, utilizando o conceito de Cadeia de Markov de Monte Carlo (Entezami, A., Sarmadi, H., & De Michele, C., 2022).

Finalmente, metodologias avançadas de identificação de danos estruturais

que transcendem a análise de frequências e a estimativa de perda de rigidez propostas neste estudo apresentam alta complexidade operacional. Tais métodos frequentemente demandam instrumentação indisponível para inspeções em locais de difícil acesso, as quais são comumente executadas por equipes locais sob caráter de urgência e iminente risco de colapso estrutural. À vista disso, a integração da inspeção visual ao uso de drones e a medições frequenciais localizadas consolida-se como uma abordagem viável, prática e eficaz para a avaliação de Obras de Arte Especiais (OAEs).

4. CONCLUSÕES

A inspeção extraordinária e o monitoramento dinâmico da Ponte sobre o Estreito dos Mosquitos resultaram em classificação crítica (Nota 1, DNIT 010/2024-PRO), com mesoestrutura e superestrutura críticas e infraestrutura e encontros em condição ruim. A reavaliação de carga indicou acréscimo de solicitação de 21,6% no momento negativo e de 48,7% no positivo frente ao TB-45, e a identificação modal operacional quantificou perda de rigidez de 27,9% na região do antigo dente Gerber do lado São Luís, contra 7,1% no lado oposto da mesma obra.

Recomendaram-se a interdição parcial da OAE, com liberação apenas de veículos leves e dispositivo de restrição de altura para impedir a passagem de veículos pesados, além de ensaios de caracterização do concreto, ensaio termográfico na região dos dentes Gerber e monitoramento dinâmico periódico durante a interdição.

A principal contribuição do trabalho é metodológica. Demonstra-se que a integração, em um único evento de inspeção, entre alerta orbital, inspeção visual normatizada, aerolevantamento por drone, modelo em elementos finitos e identificação modal operacional com acelerômetro de smartphone converte uma suspeita qualitativa em estimativa quantitativa de perda de rigidez localizada, suficiente para fundamentar decisão de restrição de tráfego. A comparação interna entre duas regiões homólogas da mesma obra, medidas no mesmo dia e sob o mesmo tráfego, mostrou-se o

recurso decisivo para contornar a sensibilidade dos indicadores de frequência a efeitos ambientais e operacionais.

As limitações delimitam o alcance do resultado: canal único não calibrado, campanha sem repetição em condições térmicas distintas, ausência de atualização formal do modelo numérico a partir dos dados medidos e ausência de ensaios de caracterização dos materiais. O procedimento não substitui monitoramento permanente nem prova de carga;

qualifica-se como triagem quantitativa.

Quanto à replicabilidade, o custo marginal da etapa dinâmica e a dispensa de interrupção do tráfego tornam o procedimento aplicável ao conjunto de OAEs de concepção análoga — pontes em balanços sucessivos com dentes Gerber solidarizados —, particularmente como filtro de priorização acionado por sistemas de alerta precoce. Recomenda-se, em desenvolvimentos futuros, a medição multicanal simultânea, a repetição

sazonal das campanhas e a atualização do modelo numérico a partir dos dados medidos, de modo a localizar a perda de rigidez em nível de elemento.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação-Geral de Manutenção e Restauração Rodoviária (CGMRR) e à Coordenação de Manutenção de Estruturas e Contenções (COMEC) do DNIT, e à equipe da Unidade Local de Pedrinhas/MA pelo apoio logístico à inspeção. ☺

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AVCI, O.; ABDELJABER, O.; KIRANYAZ, S.; HUSSEIN, M.; GABBOUJ, M.; INMAN, D. J. A review of vibration-based damage detection in civil structures: from traditional methods to Machine Learning and Deep Learning applications. *Mechanical Systems and Signal Processing*, v. 147, art. 107077, 2021. DOI: 10.1016/j.ymssp.2020.107077.
- [2] CHAND, B.; AYELE, F.; PINEIRO-DAKERS, I.; SAMSAMI, R.; CHANG, B. Uncrewed Aerial System (UAS) applications in bridge inspection: a comprehensive review of platforms, sensors, and operational effectiveness. *Drones*, v. 10, n. 2, art. 144, 2026. DOI: 10.3390/drones10020144.
- [3] DE DOMENICO, D.; SPINELLA, N.; MESSINA, D.; MAZZEO, M.; RECUPERO, A. Structural behavior of deteriorated Gerber half-joints in highway overpasses by nonlinear finite element analysis combined with a simplified uniform-corrosion model. *Structural Concrete*, v. 26, n. 5, p. 5677-5707, 2025. DOI: 10.1002/suco.202400556.
- [4] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de inspeção de pontes rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2004. (Publicação IPR-709).
- [5] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Norma DNIT 010/2024-PRO: inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido — procedimento. Brasília: DNIT, 2024.
- [6] DI CARLO, F.; MEDA, A.; MOLAIONI, F.; RINALDI, Z. Experimental evaluation of the corrosion influence on the structural response of Gerber half-joints. *Engineering Structures*, v. 285, art. 116052, 2023. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116052.
- [7] ENTEZAMI, Alireza; SARMADI, Hassan; DE MICHELE, Carlo. Probabilistic damage localization by empirical data analysis and symmetric information measure. *Measurement*, v. 198, p. 111359, 2022.
- [8] LANGENDOCK, T. V. Lajes contínuas de pontes – NB2-1961: cálculo na fase plástica. Notas de aula. Organização: Eduardo C.S. Thomaz. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia (IME), s.d.
- [9] LI, P. F.; WANG, Y. F.; LIU, B. D.; SU, L. Damping properties of highway bridges in China. *Journal of Bridge Engineering*, v. 19, n. 5, art. 04014005, 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000578.
- [10] MASSARELLI, E.; CIVERA, M.; MARA, S.; RAIMONDI, M.; GIORDANO, P. F.; QUQA, S.; AIMAR, M.; LIMONGELLI, M. P.; CHIAIA, B. Crowdsensing-based automated operational modal analysis for indirect bridge structural health monitoring. *Engineering Structures*, v. 353, art. 122203, 2026. DOI: 10.1016/j.engstruct.2026.122203.
- [11] MCSWEENEY, N.; GHIASI, R.; MALEKJAFARIAN, A.; OZER, E. Extracting bridge modal frequencies using stationary versus drive-by modes of smartphone measurements. *Infrastructures*, v. 9, n. 12, art. 218, 2024. DOI: 10.3390/infrastructures9120218.
- [12] ORACZEWSKI, Tomasz; STASZEWSKI, Wiesław J.; UHL, Tadeusz. Nonlinear acoustics for structural health monitoring using mobile, wireless and smartphone-based transducer platform. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, v. 27, n. 6, p. 786-796, 2016.
- [13] OZER, E.; KROMANIS, R. Smartphone prospects in bridge structural health monitoring, a literature review. *Sensors*, v. 24, n. 11, art. 3287, 2024. DOI: 10.3390/s24113287.
- [14] PANIGATI, T.; ZINI, M.; STRICCOLI, D.; GIORDANO, P. F.; TONELLI, D.; LIMONGELLI, M. P.; ZONTA, D. Drone-based bridge inspections: current practices and future directions. *Automation in Construction*, v. 173, art. 106101, 2025. DOI: 10.1016/j.autcon.2025.106101.
- [15] SANTARSIERO, G.; PICCIANO, V.; MASI, A. Structural rehabilitation of half-joints in RC bridges: a state-of-the-art review. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 21, n. 2, p. 227-250, 2025. DOI: 10.1080/15732479.2023.2200759.
- [16] SARMANDI, H.; ENTEZAMI, A.; YUEN, K. V.; BEHKAMAL, B. Review on smartphone sensing technology for structural health monitoring. *Measurement*, v. 223, p. 113716, 2023. DOI: 10.1016/j.measurement.2023.113716.
- [17] STAACKS, S.; HÜTZ, S.; HEINKE, H.; STAMPFER, C. Advanced tools for smartphone-based experiments: phyphox. *Physics Education*, v. 53, n. 4, art. 045009, 2018. DOI: 10.1088/1361-6552/aac05e.
- [18] SUN, X.; ILANKO, S.; MOCHIDA, Y.; TIGHE, R. C. A review on vibration-based damage detection methods for civil structures. *Vibration*, v. 6, n. 4, p. 843-875, 2023. DOI: 10.3390/vibration6040051.
- [19] SVENDSEN, B. T.; PETERSEN, Ø. W.; FRØSETH, G. T.; RØNNQUIST, A. Improved finite element model updating of a full-scale steel bridge using sensitivity analysis. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 19, n. 3, p. 315-331, 2023. DOI: 10.1080/15732479.2021.1944227.

Reforço estrutural de ponte em concreto protendido **mediante sistema estaiado externo: estudo de caso em Paraty — RJ**

RAFAEL POSTIGO MAZZALI - ENG. ;

GABRIEL POSTIGO MAZZALI - ENG. — **Postigo Projetos de Engenharia**

CARLA NEVES COSTA - DOUTORA — UNICAMP

RESUMO

A RECUPERAÇÃO DE PONTES EM CONCRETO PROTENDIDO SUBMETIDAS A LONGOS PERÍODOS DE PARALISAÇÃO É PARTICULARMENTE CRÍTICA QUANDO O SISTEMA DE PROTENSÃO PERDE SUA CONFIABILIDADE. ESTE ARTIGO APRESENTA O ESTUDO DE CASO DO REFORÇO DA PONTE DO BOMBEIRO, SOBRE O RIO PEREQUÊ-AÇU, EM PARATY-RJ. AS INSPEÇÕES INDICARAM DETERIORAÇÃO DAS BAINHAS E EXPOSIÇÃO PROLONGADA DAS CORDOALHAS À ATMOSFERA MARINHA, CONDIÇÃO QUE INVIABILIZOU O REAPROVEITAMENTO DA PROTENSÃO ADERENTE ORIGINALMENTE PREVISTA. O PROJETO ADOTOU UM SISTEMA ESTAIADO EXTERNO, COMPOSTO POR QUATRO MASTROS DE CONCRETO ARMADO, TRANSVERSINAS PROTENDIDAS, NOVOS BLOCOS E FUNDAÇÕES PROFUNDAS. AS VERIFICAÇÕES CONSIDERARAM AÇÕES PERMANENTES, TREM-TIPO TB-45 E COMBINAÇÕES DOS ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS E DE SERVIÇO PRESCRITAS PELAS NORMAS BRASILEIRAS. A SOLUÇÃO ESTABELECE UM CAMINHO DE CARGAS INDEPENDENTE DA PROTENSÃO DETERIORADA E PRESERVA A MAIOR PARTE DA ESTRUTURA EXECUTADA. OS RESULTADOS DE PROJETO INDICAM A VIABILIDADE TÉCNICA DA CONCEPÇÃO PARA O CASO ANALISADO; A VALIDAÇÃO DO DESEMPENHO DEPENDE DA CONCLUSÃO DA INTERVENÇÃO, DE PROVAS DE CARGA E DO MONITORAMENTO DAS FORÇAS NOS ESTAIS E DOS DESLOCAMENTOS DO TABULEIRO.

PALAVRAS-CHAVE: REFORÇO ESTRUTURAL, CONCRETO PROTENDIDO, PONTES, SISTEMA ESTAIADO EXTERNO, DURABILIDADE, MONITORAMENTO ESTRUTURAL.

1. INTRODUÇÃO

Pontes de concreto protendido dependem da integridade de cordoalhas, bainhas, injeções e ancoragens para conservar sua

capacidade resistente e seu desempenho em serviço. A exposição de componentes de protensão a cloretos e umidade, somada à ausência de proteção definitiva e de manutenção, pode produzir perdas de seção e de força difíceis de quantificar e comprometer a confiabilidade do sistema. Em obras interrompidas antes da injeção das bainhas, a incerteza abrange trechos não acessíveis à inspeção visual e limita intervenções meramente localizadas.

A protensão externa é uma técnica consolidada para reabilitar membros protendidos deteriorados, pois permite introduzir força adicional com menor interferência na seção existente. Ensaio e intervenções em pontes reais mostram aumento de capacidade e controle de fissuração, mas também ressaltam a importância do detalhamento das zonas de ancoragem e da validação em campo (KIM et al., 2021; MANISEKAR; SARAVANA KUMAR, 2023). A durabilidade dos tendões externos depende ainda de barreiras anticorrosivas, inspeção e manutenção ao longo da vida útil (FIB, 2005).

Sistemas com mastros e cabos inclinados podem ampliar esse princípio ao instituir um caminho resistente global. Xiang (2020), por exemplo, associou torres implantadas nos encontros e cabos inclinados ao reforço de uma ponte em arco, com concordância entre o modelo espacial e a prova de carga. O caso aqui estudado difere por empregar o sistema estaiado externo como substituto funcional de uma protensão interna não concluída em

uma ponte de concreto, conciliando requisitos estruturais, execução sobre estrutura existente e condicionantes urbanísticas de uma cidade histórica.

A Ponte do Bombeiro, sobre o rio Perequê-Açu, em Paraty-RJ, permaneceu inacabada por vários anos sob a influência da atmosfera costeira. A degradação das bainhas e das cordoalhas impediu assegurar a confiabilidade da protensão originalmente projetada. Como resposta, concebeu-se um conjunto formado por estais externos, quatro mastros de concreto armado, quatro transversinas protendidas e fundações profundas independentes.

O objetivo deste artigo é apresentar o diagnóstico, a concepção e os resultados de dimensionamento desse reforço, explicitando o caminho de cargas, os principais parâmetros dos estais e das fundações, os requisitos de durabilidade e os limites de aplicabilidade da solução. Sua contribuição consiste em documentar um uso ainda pouco difundido no país: um sistema estaiado externo destinado a substituir estruturalmente uma protensão aderente perdida, em vez de apenas complementar a capacidade de um tabuleiro em operação. Como a intervenção se encontra em execução, os resultados apresentados são de projeto e não constituem validação experimental do desempenho final.

2. DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL

A avaliação foi baseada na documentação disponível, em inspeções visuais e no levantamento das condições dos

elementos executados, em consonância com os princípios de inspeção estabelecidos pela ABNT NBR 9452:2019. Verificaram-se a configuração resistente prevista, a condição aparente dos componentes da protensão e as manifestações patológicas que poderiam comprometer a conclusão da obra. A Figura 1 mostra a superestrutura durante o período de paralisação.

As inspeções realizadas evidenciaram que a ponte permaneceu durante longo período em condição de exposição direta ao ambiente, sem que o processo executivo da protensão fosse concluído. Em consequência, observou-se que diversas cordoalhas permaneceram expostas à ação da atmosfera marinha, sem a proteção definitiva proporcionada pela injeção de nata de cimento nas bainhas e sem o adequado selamento dos dispositivos de ancoragem, conforme demonstrado na Figura 2.

A localização da estrutura em região costeira submetida à influência da maresia contribuiu significativamente para a aceleração dos processos de deterioração. A combinação entre elevada umidade relativa do ar, deposição de cloretos e exposição prolongada dos componentes metálicos



FIGURA 1

VISTA SUPERIOR DA ESTRUTURA INACABADA

FONTE: AUTOR



FIGURA 2

CORDOALHAS EXPOSTAS SEM INJEÇÃO DA BAINHA

FONTE: AUTOR

favoreceu o desenvolvimento de processos corrosivos nas cordoalhas e nos elementos associados ao sistema de protensão.

Além da degradação observada nos componentes metálicos, verificou-se comprometimento das bainhas originalmente previstas para proteção dos cabos. Em diversos trechos foram identificadas condições incompatíveis com os requisitos de durabilidade exigidos para estruturas pretendidas, impossibilitando garantir a integridade futura dos elementos, caso se optasse pela simples continuidade do sistema originalmente projetado.

A análise técnica demonstrou que eventuais intervenções localizadas de recuperação não seriam suficientes para restabelecer níveis adequados de confiabilidade estrutural, uma vez que não seria possível comprovar integralmente as condições das cordoalhas ao longo de todo o seu desenvolvimento nem assegurar a proteção necessária para a vida útil de projeto da estrutura.

Dessa forma, concluiu-se que o reaproveitamento da protensão aderente originalmente concebida não representava uma solução tecnicamente segura ou economicamente justificável. A inviabilidade de utilização do sistema original exigiu o desenvolvimento de uma nova estratégia estrutural capaz de restabelecer a capacidade resistente da ponte por meio da criação de um mecanismo alternativo de transferência de esforços.

No novo esquema resistente, as cordoalhas da protensão original deteriorada

são desconsideradas na capacidade estrutural da ponte. Durante a execução do reforço, os trechos expostos e sem possibilidade de reaproveitamento são destinados à remoção quando tecnicamente acessíveis; eventuais segmentos mantidos na estrutura permanecem sem função resistente e não integram as hipóteses de cálculo do sistema reabilitado.

A partir desse diagnóstico, foram iniciados os estudos de concepção de um sistema de reforço estrutural baseado na utilização de estais externos, permitindo a redistribuição das cargas atuantes na superestrutura e reduzindo a dependência dos elementos de protensão deteriorados.

3.. CONCEPÇÃO DO REFORÇO

A partir do diagnóstico realizado, foram desenvolvidos estudos técnicos com o objetivo de identificar a solução mais adequada para restabelecer a capacidade resistente da estrutura, considerando simultaneamente aspectos de segurança, viabilidade executiva, durabilidade, custo de implantação e preservação da estrutura existente. Os carregamentos, esforços e verificações apresentados neste trabalho foram obtidos a partir da modelagem estrutural desenvolvida para o projeto (POSTIGO PROJETOS DE ENGENHARIA, 2025). A análise foi realizada por meio de modelagem computacional tridimensional, pelo método dos elementos finitos, representando o comportamento global do tabuleiro, transversinas, mastros, estais e

fundações, verificando as combinações de ações nos estados limites adotados.

Inicialmente foram avaliadas alternativas baseadas na demolição integral da ponte e posterior reconstrução, na implementação de sistemas de protensão externa convencional e na adoção de sistemas complementares de reforço estrutural. Embora a reconstrução integral permitisse a execução de uma nova estrutura sem as limitações impostas pela obra existente, essa alternativa apresentava elevado custo, maior prazo de execução e desperdício significativo dos elementos já construídos.

Diante desse cenário, optou-se pela implementação de um sistema estaiado externo capaz de criar um mecanismo resistente para absorção e redistribuição dos esforços atuantes na superestrutura. A solução adotada permitiu preservar a maior parte dos elementos estruturais existentes, minimizando intervenções sobre as longarinas originais e reduzindo significativamente a necessidade de demolições e reconstruções.

O conceito estrutural desenvolvido baseou-se na introdução de mastros em concreto armado implantados junto às extremidades da ponte e conectados ao tabuleiro por meio de estais protendidos. Esses elementos passaram a atuar como componentes principais do novo sistema

resistente, transferindo parcela significativa das cargas verticais da superestrutura para as novas fundações executadas especificamente para essa finalidade. Os elementos adotados e suas características são apresentados na Tabela 1.

O dimensionamento do sistema foi realizado em conformidade com os critérios estabelecidos pelas normas ABNT NBR 6118, ABNT NBR 7187, ABNT NBR 7188 e ABNT NBR 8681, considerando os carregamentos permanentes da estrutura, as ações variáveis decorrentes do tráfego rodoviário e as combinações de estados limites últimos e de serviço. Para a avaliação das cargas móveis foi adotado o trem-tipo TB-45, complementado pelas cargas de multidão previstas para a pista de rolamento e passeios.

Para o dimensionamento dos estais foram consideradas duas regiões de influência distintas do tabuleiro, correspondentes aos trechos próximos aos encontros e à região central da estrutura. As cargas totais e as respectivas reações verticais de projeto por estai são apresentadas na Tabela 02. Considerando a geometria inclinada dos cabos, as reações verticais de 2.348,65 kN e 2.760,75 kN correspondem a forças axiais de projeto de aproximadamente 2.455,96 kN e 2.845,27 kN, para ângulos de 73° e 76°, respectivamente. Os estais principais foram dimensionados com feixes de 37 cordoalhas no Trecho Tipo 1 e 43 cordoalhas no Trecho Tipo 2.

Os resultados sintetizados na Tabela 02 evidenciam a participação do sistema estaiado no equilíbrio global da estrutura e justificam a necessidade de reforço das fundações e dos elementos de transferência de carga, em especial nas regiões de ancoragem e nas novas transversinas protendidas. Cabe destacar que os valores de reação apresentados na Tabela 2 correspondem às componentes verticais das forças atuantes nos estais. Para o dimensionamento das novas fundações, além das cargas correspondentes aos Trechos Tipo 1 e Tipo 2, foram consideradas as ações permanentes associadas ao mastro, ao bloco de fundação e à parcela correspondente da viga de travamento. Dessa forma, a solicitação total considerada para o sistema de fundações não corresponde à simples soma das reações verticais dos estais apresentadas na tabela.

Além dos estais principais, a solução contemplou o reforço localizado das transversinas e a execução de vigas de travamento destinadas a melhorar a distribuição dos esforços entre as longarinas existentes e o novo sistema resistente. A interação entre mastros, estais, transversinas e fundações permitiu a criação de um caminho alternativo para transferência das cargas, reduzindo a dependência estrutural da protensão deteriorada e restabelecendo condições adequadas de segurança e desempenho para a ponte.

Diferentemente das soluções convencionais baseadas exclusivamente em protensão externa, a alternativa adotada promoveu a criação de um novo sistema resistente independente, constituído por mastros, estais, fundações profundas e transversinas protendidas, permitindo não

TABELA 1
PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE REFORÇO ESTRUTURAL

Elemento	Características
Sistema principal de reforço	Estais externos
Tipo de estrutura original	Ponte em concreto protendido
Sistema complementar	Transversinas protendidas
Elementos de apoio	Mastros em concreto armado
Fundação dos mastros	Blocos sobre estacas raiz
Profundidade das estacas	45 metros
Diâmetro das estacas	0,31 metros
Quantidade total de estacas	22 por bloco
Altura do mastro	9,36 metros
Localização	Paraty – RJ

FONTE: MEMORIAL DE CÁLCULO — AUTOR

TABELA 2
RESUMO DOS CARREGAMENTOS CONSIDERADOS NO DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA ESTAIADO

Parâmetro	Características
Área do tabuleiro	780,00 m²
Dimensões do tabuleiro	65,00 m x 12,00 m
Classe de carregamento	TB-45
Carga de multidão na pista	5,0 kN/m²
Carga de multidão nos passeios	3,0 kN/m²
Carga total – Trecho Tipo 1	4.697,30 kN
Reação vertical por estai – Trecho Tipo 1	2.348,65 kN
Carga total – Trecho Tipo 2	5.521,50 kN
Reação vertical por estai – Trecho Tipo 2	2.760,75 kN
Carga total transferida às fundações	12.596,38 kN
Número total de estacas	22 por bloco
Carga média por estaca	572,56 kN
Diâmetro das estacas raiz	0,31 m
Profundidade estimada das estacas	45 m
Altura aproximada dos mastros	9,36 m

FONTE: MEMORIAL DE CÁLCULO — AUTOR

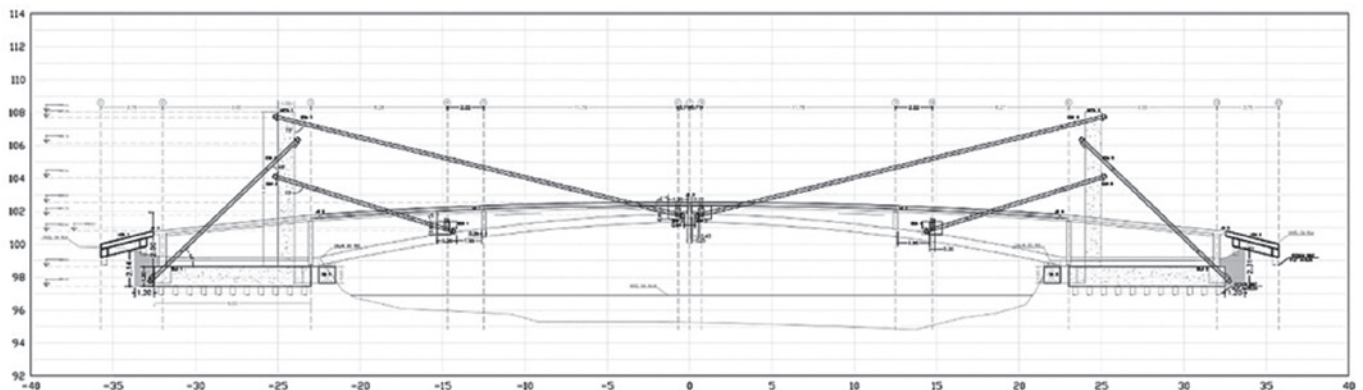


FIGURA 3

CONCEPÇÃO DO REFORÇO COM ESTAIS

FONTE: MEMORIAL DE CÁLCULO — AUTOR

apenas a recuperação estrutural da ponte, mas também a introdução de redundância resistente ao conjunto.

4. IMPLEMENTAÇÃO FUNDAÇÃO E SISTEMA ESTAIADO

A implementação do sistema estaiado externo exigiu o desenvolvimento de uma nova estrutura de apoio capaz de absorver os esforços introduzidos pelos estais e transferi-los de forma segura ao maciço de fundação. Diferentemente da concepção original da ponte, na qual os esforços eram equilibrados predominantemente pela protensão interna das longarinas, a nova solução passou a concentrar cargas significativas nos pontos de ancoragem dos mastros, tornando necessária a execução de fundações complementares específicas para essa finalidade.

Os estudos geotécnicos realizados indicaram a necessidade de fundações profundas para garantir capacidade de carga compatível com as solicitações geradas pelo sistema de reforço. Em função das características do subsolo local e das elevadas cargas envolvidas, foram adotadas estacas raiz com diâmetro nominal de 0,31 metros e profundidade aproximada de 45 m. As investigações geotécnicas indicaram camadas superficiais com baixa capacidade de suporte e elevada deformabilidade, tornando necessária a transferência dos esforços para estratos mais competentes.

Os blocos de fundação foram dimensionados para receber as cargas provenientes dos mastros e dos estais e distribuí-las

adequadamente às estacas. De acordo com os cálculos desenvolvidos para o projeto, a carga total transferida ao sistema de fundações atingiu aproximadamente 12.596,38 kN. O conjunto dos blocos mobiliza 22 estacas raiz por bloco, resultando em carga média de referência da ordem de 572,56 kN por estaca.

Os mastros constituem os principais elementos de sustentação do sistema estaiado e foram dimensionados em concreto armado para resistir às elevadas forças de compressão introduzidas pelos cabos. A geometria adotada resultou em altura aproximada de 9,36 m, definida a partir da configuração estrutural dos estais, das condicionantes urbanísticas do município de Paraty, dos ângulos de inclinação ne-

cessários ao funcionamento do sistema e das restrições geométricas do local de implantação. A Figura 3 apresenta a posição dos novos blocos, estais e mastros.

Na Figura 4 é apresentado o detalhamento dos estais projetados, incluindo sua configuração geométrica, os dispositivos de ancoragem e a interação com os demais elementos do sistema de reforço estrutural. Os estais principais são constituídos por feixes de 37 ou 43 cordoalhas CP-177 de diâmetro nominal 15,7 mm, conforme a região de influência, enquanto os contracabos utilizam conjuntos de 61 cordoalhas para o equilíbrio das componentes horizontais do sistema. Os cabos são alojados em tubos de PEAD de 225 mm nos trechos especificados, com ancoragem fixa junto

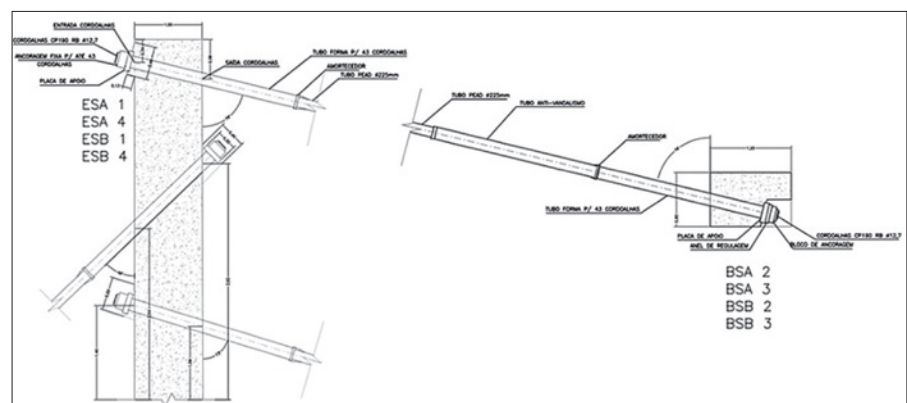


FIGURA 4

DETALHAMENTO DOS ESTAIS

FONTE: MEMORIAL DE CÁLCULO — AUTOR

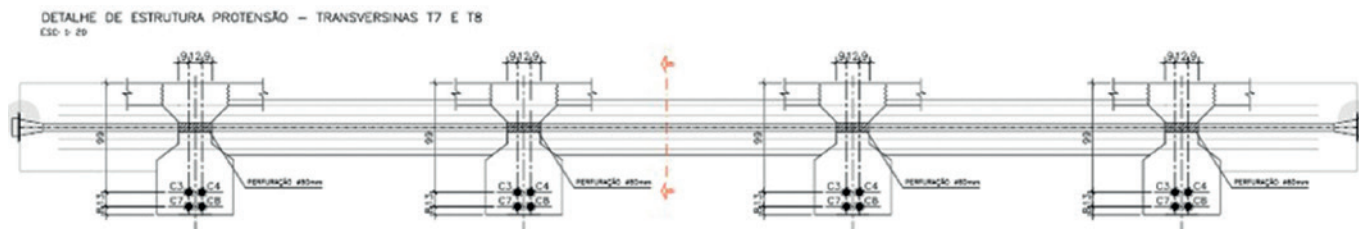


FIGURA 5

NOVA TRANSVERSINA PROTENDIDA

FONTE: MEMORIAL DE CÁLCULO — AUTOR

ao mastro e bloco de ancoragem com placa de apoio e anel de regulagem na extremidade oposta. As forças axiais de projeto dos estais principais são de aproximadamente 2.455,96 kN e 2.845,27 kN para os Trechos Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente. A proteção anticorrosiva do novo sistema considera o confinamento das cordoalhas em tubo de PEAD, a proteção das regiões de ancoragem e a necessidade de inspeção e manutenção ao longo da vida útil.

Conforme apresentado na Figura 5, os pontos de ancoragem dos estais foram associados à execução de novas transversinas protendidas, concebidas especificamente para absorver e redistribuir os esforços concentrados introduzidos pelo sistema estaiado. As transversinas passaram a desempenhar papel fundamental na transferência das cargas provenientes dos cabos para as longarinas da ponte, promovendo melhor distribuição dos esforços na superestrutura e reduzindo concentrações localizadas de tensões junto às regiões de ancoragem.

A adoção dessas novas transversinas protendidas constituiu medida complementar indispensável para o adequado funcionamento do sistema de reforço estrutural, garantindo que as forças introduzidas pelos estais fossem transmitidas de forma compatível com a capacidade resistente dos elementos existentes. Dessa forma, o reforço não se limitou à implan-

tação dos mastros e estais, mas envolveu também a adequação da estrutura original para receber os novos caminhos de carga estabelecidos pelo sistema estaiado.

A Figura 6 apresenta de forma esquemática o mecanismo de transferência de cargas desenvolvido para o reforço estrutural da ponte. As cargas atuantes no tabuleiro e longarinas são redistribuídas pelas transversinas protendidas aos pontos de ancoragem dos estais, sendo posteriormente transferidas aos mastros, blocos de fundação e estacas profundas, até sua dissipação nos estratos geotécnicos competentes.

Além da função resistente, a concepção dos mastros buscou compatibilizar desempenho estrutural, viabilidade executiva e integração arquitetônica com o entorno urbano da cidade de Paraty. A combinação entre mastros, estais e fundações profundas permitiu criar um mecanismo de transferência de cargas, capaz de absorver

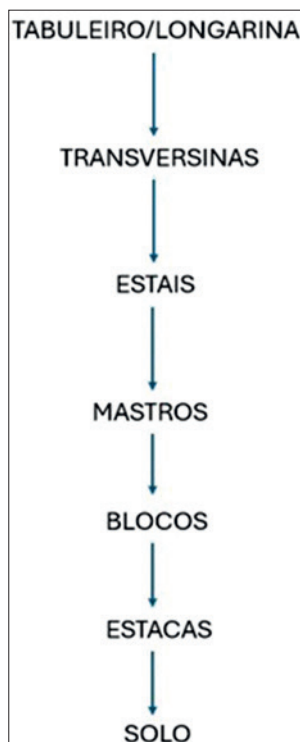


FIGURA 6

DISTRIBUIÇÃO DE CARGA COM NOVO SISTEMA DE REFORÇO ESTAIADO

FONTE: AUTOR

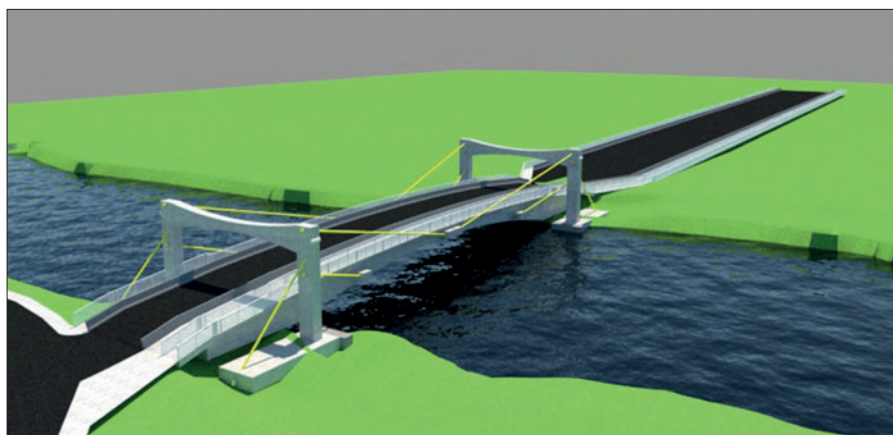


FIGURA 7

CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA DO REFORÇO COM ESTAIS

FONTE: MEMORIAL DE CÁLCULO — AUTOR

os esforços anteriormente atribuídos ao sistema de protensão deteriorado. A concepção final arquitetônica pode ser vista na Figura 7.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A solução estrutural adotada permitiu restabelecer a capacidade resistente da ponte sem a necessidade de substituição integral da superestrutura existente. A implementação do sistema estaiado externo criou um mecanismo de transferência de cargas, reduzindo a dependência estrutural do sistema de protensão originalmente concebido e posteriormente comprometido pela degradação das bainhas e cordoalhas.

Os esforços verticais atuantes sobre o tabuleiro passaram a ser parcialmente absorvidos pelos estais, sendo transferidos aos mastros e posteriormente às novas fundações profundas executadas especificamente para essa finalidade. Essa redistribuição permitiu aliviar as solicitações atuantes nas longarinas existentes e proporcionar um comportamento estrutural compatível com os critérios de segurança estabelecidos pelas normas brasileiras aplicáveis a pontes rodoviárias.

Os resultados de projeto indicam que o sistema é capaz de receber, nas duas regiões de influência analisadas, cargas totais de 4.697,30 kN e 5.521,50 kN, com componentes verticais de reação nos estais de aproximadamente 2.348,65 kN e 2.760,75 kN, respectivamente. Considerando a geometria inclinada dos estais e o conjunto das ações transmitidas pelos mastros e demais elementos do modelo estrutural, o sistema de fundações foi dimensionado para uma solicitação total da ordem de 12.596,38 kN.

Além dos benefícios estruturais, a solução adotada apresentou vantagens construtivas e operacionais. A preservação da maior parte da estrutura existente reduziu a necessidade de demolições e de reconstrução da superestrutura, com potencial de redução de prazo, custos e impactos ambientais em relação à reconstrução integral. Este trabalho, contudo, não apresenta uma análise econômica comparativa quantitativa entre as alternativas.

Outro aspecto relevante refere-se à compatibilização da solução com as condicionantes urbanísticas e paisagísticas

do município de Paraty. A configuração estrutural adotada permitiu integrar os novos elementos de reforço ao ambiente urbano, sem comprometer a leitura arquitetônica da estrutura e sem gerar interferências significativas na paisagem local.

Do ponto de vista técnico, o estudo demonstra que sistemas estaiados externos podem representar alternativa eficiente para reforço estrutural de pontes em concreto protendido quando a recuperação da protensão original não se mostra viável. A metodologia adotada permitiu preservar a estrutura existente, restabelecer condições adequadas de segurança e criar um novo caminho resistente para absorção das cargas atuantes na superestrutura.

A interação entre estais, mastros, transversinas de reforço e fundações profundas permitiu a concepção de um sistema estrutural integrado, capaz de redistribuir os esforços anteriormente concentrados nas longarinas protendidas e proporcionar comportamento global compatível com os critérios normativos de segurança e desempenho adotados no projeto. Em comparação com aplicações de protensão externa descritas por Kim et al. (2021) e Manisekar e Saravana Kumar (2023), nas quais a técnica é empregada para recuperar ou ampliar a capacidade de elementos deteriorados, o caso analisado utiliza os estais como parte de um novo caminho resistente global, associado a mastros e fundações independentes. Essa característica aproxima a solução do princípio de reforço por cabos inclinados discutido por Xiang (2020), embora aplicado aqui a uma ponte de concreto protendido com perda de confiabilidade da protensão aderente original. Estudos recentes reforçam também a importância do acompanhamento das forças em sistemas de protensão externa: Guo et al. (2024) discutem o monitoramento das perdas de protensão em pontes reforçadas, enquanto Tabiatnejad et al. (2024) analisam a detecção de danos em tendões externos. Esses trabalhos evidenciam que a acessibilidade dos cabos favorece a inspeção, mas não elimina a necessidade de controle periódico das forças, das ancoragens e das barreiras anticorrosivas.

Além dos benefícios estruturais, a solução estaiada apresentou vantagens arquitetônicas e urbanísticas relevantes

quando comparada a alternativas convencionais baseadas em protensão externa. Enquanto sistemas tradicionais de protensão externa normalmente exigem a instalação de cabos, desviadores e dispositivos de ancoragem distribuídos ao longo da superestrutura, frequentemente resultando em interferências visuais significativas, a configuração estaiada permitiu uma solução estrutural mais limpa, organizada e integrada ao conjunto da obra.

A presença dos mastros e estais conferiu à ponte uma nova identidade visual, compatível com a importância urbana, turística e paisagística do local de implantação. Essa característica mostrou-se particularmente relevante no contexto do município de Paraty, reconhecido como Patrimônio Mundial pela UNESCO, onde aspectos relacionados à preservação da paisagem e à valorização do espaço urbano constituem condicionantes importantes para o desenvolvimento de obras de infraestrutura.

Sob essa perspectiva, o sistema estaiado passa a desempenhar simultaneamente funções estruturais e arquitetônicas, contribuindo não apenas para a recuperação funcional da estrutura, mas também para sua qualificação estética e integração ao ambiente urbano. Diferentemente de uma solução baseada exclusivamente em protensão externa, cujo resultado visual tende a permanecer oculto ou apresentar elementos acessórios distribuídos ao longo da ponte, o sistema adotado transforma os próprios elementos resistentes em componentes de valorização arquitetônica da obra.

Cabe destacar que, no momento da elaboração deste trabalho, as intervenções de reforço estrutural encontravam-se em fase de execução. Dessa forma, as análises e discussões apresentadas baseiam-se nos resultados obtidos durante o diagnóstico, a modelagem, o dimensionamento e o desenvolvimento do projeto executivo, não constituindo validação experimental do desempenho final. A conclusão das obras permitirá, em etapa futura, a realização de prova de carga e o monitoramento das forças nos estais e dos deslocamentos do tabuleiro, possibilitando confrontar o comportamento medido com as previsões do modelo estrutural.

Do ponto de vista da engenharia estrutural, os resultados de projeto indicam que a utilização de sistemas estaiados externos pode constituir alternativa tecnicamente viável para o reforço de pontes em concreto protendido quando a recuperação da protensão original não se mostra recomendável. A aplicabilidade da solução, entretanto, depende de condicionantes específicas, como disponibilidade geométrica para implantação dos mastros e ancoragens, capacidade de execução de fundações complementares, possibilidade de reforço das regiões de transferência de carga, controle das etapas executivas e manutenção das barreiras de proteção dos estais. Por esse motivo, a concepção não deve ser generalizada sem avaliação estrutural, geotécnica e executiva específica para cada obra.

6. CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou o estudo de caso do reforço estrutural da Ponte do Bombeiro, localizada no município de Paraty-RJ, cuja concepção original previa a utilização de sistema de protensão aderente, posteriormente comprometido pela degradação das bainhas e pela exposição prolongada das cordoalhas a condições ambientais agressivas. As inspeções realizadas de-

monstraram a inviabilidade técnica de reaproveitamento do sistema originalmente projetado, exigindo o desenvolvimento de uma solução alternativa capaz de restabelecer a segurança e a funcionalidade da estrutura.

A solução adotada baseou-se na implementação de um sistema estaiado externo associado à execução de novas fundações profundas, mastros em concreto armado e transversinas protendidas destinadas à adequada transferência dos esforços introduzidos pelos cabos. A interação entre esses elementos permitiu a criação de um novo mecanismo resistente para redistribuição das cargas atuantes na superestrutura, reduzindo a dependência estrutural da protensão deteriorada e preservando a maior parte dos elementos originalmente executados.

Os resultados obtidos durante as etapas de análise, modelagem e dimensionamento indicam a viabilidade técnica da solução para o caso estudado. A principal contribuição do trabalho consiste em documentar a utilização de um sistema estaiado externo, com mastros, transversinas protendidas e fundações independentes, como substituto funcional de uma protensão aderente cuja confiabilidade foi perdida, distinguindo-se das intervenções em que a proten-

são externa atua apenas como reforço complementar.

Além dos benefícios associados ao desempenho estrutural, a solução desenvolvida apresentou vantagens construtivas, econômicas e arquitetônicas relevantes. A preservação da estrutura existente reduziu a necessidade de intervenções demolitórias e possibilitou o aproveitamento de parcela significativa da obra executada. Adicionalmente, a configuração estaiada conferiu à ponte uma identidade visual compatível com a importância urbana, turística e paisagística do município de Paraty, contribuindo para sua integração ao ambiente local.

Embora as obras de reforço ainda se encontrem em fase de execução, os estudos realizados indicam potencial de aplicação da metodologia em situações semelhantes, desde que sejam verificadas as condicionantes estruturais, geotécnicas, executivas, de durabilidade e de manutenção de cada caso. A validação do desempenho final deverá ser realizada após a conclusão da intervenção, por meio de prova de carga e monitoramento estrutural. Assim, o caso apresentado contribui como referência de projeto e concepção, sem pretender substituir a verificação específica exigida para outras obras de arte especiais. ©

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2021.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas. Rio de Janeiro, 2024.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.
- [6] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). Durability of post-tensioning tendons. fib Bulletin 33. Lausanne, 2005.
- [7] GUO, H.; YANG, J.; TANG, R.; YANG, C.; XU, F. Monitoring and analysis of prestress loss in prestressed box girder bridges strengthened with external prestressing. *Sensors*, v. 24, n. 14, art. 4549, 2024. DOI: 10.3390/s24144549.
- [8] KIM, S.-H.; PARK, J.-S.; JUNG, W.-T.; KIM, T.-K.; PARK, H.-B. Experimental Study on Strengthening Effect Analysis of a Deteriorated Bridge Using External Prestressing Method. *Applied Sciences*, v. 11, n. 6, 2478, 2021. DOI: 10.3390/app11062478.
- [9] MANISEKAR, R.; SARAVANA KUMAR, K. Retrofitting of Distressed Post-tensioned Concrete Members by External Post-tensioning. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, v. 104, p. 675-683, 2023. DOI: 10.1007/s40030-023-00737-6.
- [10] TABIATNEJAD, D.; TABIATNEJAD, B.; KHEDMATGOZAR DOLATI, S. S.; MEHRABI, A. Damage detection in external tendons of post-tensioned bridges. *Infrastructures*, v. 9, n. 7, art. 103, 2024. DOI: 10.3390/infrastructures9070103.
- [11] XIANG, Y. Multi-rib Arch Bridge Strengthened by Stayed-Cable and Field Test. In: ARÊDE, A.; COSTA, C. (ed.). ARCH 2019. Structural Integrity, v. 11. Cham: Springer, 2020. p. 814-822. DOI: 10.1007/978-3-030-29227-0_90.
- [12] POSTIGO PROJETOS DE ENGENHARIA. Memorial de cálculo do reforço estrutural da Ponte do Bombeiro. Projeto executivo. São Paulo, 2025. Research, 1998.

Inspeção e manutenção de estruturas de concreto

JÉSSICA PACHECO - ENG^a ;
PAULO HELENE - DIR. — PhD Engenharia

RESUMO

ESTE ARTIGO DISCUTE A INSPEÇÃO PERIÓDICA COMO PARTE DE UM PROCESSO CONTÍNUO DE GESTÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO DE EDIFICAÇÕES E DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (OAEs). A INSPEÇÃO SÓ PRODUZ BENEFÍCIO EFETIVO QUANDO CONDUZ A DIAGNÓSTICO CONCLUSIVO, PROGNÓSTICO, PROJETO DE INTERVENÇÃO CORRETIVA, PROTETIVA E/OU DE REFORÇO, EXECUÇÃO CONTROLADA E CONTINUIDADE DAS OPERAÇÕES DE MANUTENÇÃO, MONITORAMENTO E NOVAS INSPEÇÕES. CASOS HISTÓRICOS DE COLAPSOS E ACIDENTES MOSTRAM QUE INSPEÇÕES E DIAGNÓSTICOS SEM RÁPIDA RESPOSTA TÉCNICA EXECUTIVA NÃO BASTAM PARA EVITAR PERDAS HUMANAS E PATRIMONIAIS. SOB A ÓTICA ECONÔMICA, A LEI DOS CINCO DE SITTER DEMONSTRA O FORTE CRESCIMENTO DO CUSTO QUANTO MAIS A INTERVENÇÃO É POSTERGADA. ESTE ARTIGO DEMONSTRA TAMBÉM A PARTICIPAÇÃO, ENGAJAMENTO E COERÊNCIA DAS POSIÇÕES INSTITUCIONAIS DO IBRACON AO LONGO DA HISTÓRIA.

PALAVRAS-CHAVE: INSPEÇÃO, DIAGNÓSTICO, MANUTENÇÃO, REABILITAÇÃO, ESTRUTURAS DE CONCRETO, IBRACON.

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA – INSPECIONAR PARA CONHECER, DIAGNOSTICAR E AGIR

As estruturas de concreto não permanecem invariáveis depois de concluídas e colocadas em serviço. A segurança originalmente estabelecida pelo projeto e construção passa a conviver, ao longo do tempo, com envelhecimento dos materiais, ações ambientais, cargas cíclicas, cargas permanentes, corrosão das armaduras, fadiga, deformação lenta, infiltrações, alterações de uso, intervenções nem sempre documentadas, aumento de cargas, falhas de drenagem e manutenção insuficiente. Por isso, segurança, sustentabilidade e durabilidade não podem ser considerados



Figura 1 — Ciclo contínuo de inspeção, diagnóstico, intervenção e manutenção ao longo da vida útil funcional (Fonte: elaborado pelos autores, 2026)

atributos definitivos adquiridos na inauguração: precisam ser acompanhadas e verificadas durante toda a vida útil funcional da obra (ABNT NBR 16747:2020; ABNT NBR 5674:2024; fib, 2024).

Inspeccionar não é apenas procurar fissuras, fotografar manifestações patológicas ou preencher formulários. A inspeção deve produzir informação tecnicamente suficiente para responder: o que está ocorrendo, por que está ocorrendo, qual a origem e o mecanismo, qual a extensão, quais as consequências e o que deve ser feito. Essa visão é coerente com a ABNT NBR 16747:2020, com a ABNT NBR 9452:2023 e com a tradição de Patologia e Terapia

das estruturas de concreto consolidada na Red DURAR, na Red REHABILITAR e ALCONPAT Int. (RINCÓN *et al.*, 1998; HELENE *et al.*, 2003), conforme Fig. 1.

Interromper essa cadeia reduz drasticamente a eficácia do processo. Uma estrutura não se torna segura porque foi inspecionada; torna-se mais segura quando a inspeção é competente, o diagnóstico é conclusivo e o projeto de intervenção corretiva ou preventiva é executado com qualidade e precisão compatível com a vida útil pretendida. Esse caráter subentendido da inspeção foi bem destacado pelo Prof. Silva Filho: a inspeção deve indicar claramente as ações necessárias e orientar como

prosseguir, pois, inspecionar apenas para cumprir uma exigência formal, sem ação sobre os resultados, pode criar desperdício e falsa sensação de segurança (SILVA FILHO, 2018).

2. ACIDENTES QUE TRANSFORMARAM INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO EM OBRIGAÇÃO TÉCNICA E SOCIAL

A primeira norma americana para inspeção de pontes foi publicada em 1971, sob o nome de *National Bridge Inspection Standards* (NBIS), após o Congresso dos Estados Unidos determinar, em 1968, a criação de padrões nacionais de inspeção, em contexto fortemente influenciado pelo colapso da *Silver Bridge*, em 1967, com 46 mortes. O NBIS foi atualizado em 2022 e, em paralelo, a FHWA mantém a *Specification for the National Bridge Inventory* (SNBI), de 2022, para padronizar os dados do inventário, e o *Bridge Inspector's Reference Manual* (BIRM), atualizado em 2023, como referência de treinamento e prática de inspeção (FHWA, 2022; FHWA, 2023).

Para as OAEs brasileiras, a primeira norma de Inspeção de OAEs foi publicada pelo IPR 709/DNIT em 1980, seguida pela primeira edição da ABNT NBR 9452, de 1986.

Acidentes posteriores reforçaram dramaticamente sua necessidade. Só para citar 2 casos emblemáticos, a Ponte do Socorro, em São Paulo, colapsou em 1988, devido a vício oculto (fissura) na base dos tirantes, não detectado nas várias inspeções prévias. A Ponte dos Remédios, também em São Paulo, em 1997, entrou em situação de quase colapso, com ruptura de mais de 25 cabos de protensão, associada a uma junta fria de construção que, com os anos, transformou-se numa fissura transversal aos cabos de protensão, alertado no relatório de inspeção, mas não houve intervenção corretiva a tempo. A lição não é que “inspeções falham ou não ajudam”, mas que inspeção sem diagnóstico adequado, sem prioridade, sem intervenção subsequente não fecha o ciclo de segurança (MITRE, 2005).

Nas edificações, os colapsos devem ser interpretados de modo similar. O trágico colapso do Edifício *Champlain Towers South*, em Miami, em junho de 2021, causou a morte de 98 pessoas. O prédio tinha cer-



Figura 2 — Edifício Areia Branca, colapsado em 2004 (Acervo dos autores, 2004)

ca de 40 anos de idade, 12 andares, tinha sido vistoriado em detalhes e estava na iminência de sofrer uma intervenção corretiva. Infelizmente, o relatório de inspeção não previu a gravidade da deterioração, pois se tratava de um vício oculto, de difícil descoberta durante a inspeção, que levou o edifício ao colapso.

O Edifício Areia Branca, com 25 anos de idade, situado em Jaboatão dos Guararapes, PE, colapsou em 2004 também por vício oculto e de difícil detecção, pois foi deficiência de concretagem oculta nos pilares de fundação, junto aos apoios nas sapatas, que causou corrosão das armaduras (Fig. 2).

Esses dois casos ilustram bem a importância de uma inspeção detalhada e competente para evitar colapsos. Mas quantas

outras edificações e OAEs não foram preservadas graças a inspeções oportunas e assertivas? Fica evidente que a correta e competente inspeção periódica é uma atividade indispensável, mas não substitui um projeto competente, uma execução rigorosa, controles e verificações periódicas ao longo do ciclo de vida (CREA-PE, 2004; IBCCRM, 2001; OLIVEIRA; RIBEIRO, 2018).

O caso Areia Branca teve ainda um efeito institucional relevante. Em 8 de dezembro de 2004, IBRACON, ABECE e IBAPE/SP promoveram, em São Paulo, o Debate Técnico “Lições do Areia Branca — Acidentes, Responsabilidades e Segurança das Obras”. As conclusões foram consolidadas no Manifesto Público do IBRACON, “Segurança das Obras Civis”, publicado na



Figura 3 — Casos reportados de colapso de marquises (Zero Hora, 2007)

Revista CONCRETO nº 37, que propôs inspeções periódicas de patrimônios públicos e privados, diagnóstico seguido das intervenções necessárias e manutenção permanente, além da elaboração, via ABNT, de norma brasileira específica para inspeção de obras civis.

As marquises são outras estruturas particularmente didáticas: são balanços sobre áreas de circulação pública, frequentemente com armadura principal superior, justamente na região mais vulnerável a falhas de impermeabilização e drenagem, nas quais uma pequena fissura na face superior da marquise, junto ao apoio, é disparada a maior responsável por colapsos (Fig. 3).

E pior, a corrosão que ali se instala fragiliza o aço e as rupturas são frágeis e sem aviso. Em Porto Alegre, os graves acidentes com a marquise do Lloyd's Bank (1986) e, sobretudo, com a Lojas Arapuã (1988) precederam a Lei Municipal nº 6.323/1988 e o Decreto nº 9.425/1989, que passaram a exigir laudos periódicos de estabilidade de marquises projetadas sobre logradouros.

A experiência posterior mostrou também que laudo formal e diagnóstico de baixa qualidade não são suficientes, razão pela qual normalização, capacitação e fiscalização são igualmente essenciais (SILVA FILHO, 2018).

A mesma lógica aparece internacionalmente. Em Nova York, a morte de Grace Gold, uma estudante de 17 anos, em 1979, atingida por fragmento

de colapso parcial de revestimento de fachada da Universidade Columbia, foi seguida pela *Local Law 10/1980*. O sistema evoluiu para a *Local Law 11/1998* e para o atual *Facade Inspection & Safety Program (FISP)*, com ciclos de cinco anos para edifícios com mais de seis pavimentos. Buenos Aires adotou a Ley 257/1999, que inclui expressamente balcões, saliências e marquises e exige inspeções em intervalos progressivamente menores com o envelhecimento da edificação. No Recife, a Lei Municipal nº 16.291/1997 criou o Laudo de Vistoria de Edificação; em âmbito estadual, a Lei de Pernambuco nº 13.032/2006 instituiu vistorias periciais e manutenções periódicas, com atenção inclusive a elementos estruturais e fundações.

3. A ESTRUTURA NUNCA ESTÁ ISOLADA DOS SUBSISTEMAS QUE A CIRCUNDAM

Fundações, pilares, vigas e lajes de concreto são muito duráveis e resistentes, mas funcionam integrados a componentes que controlam água, juntas de dilatação, selantes, buzinotes, ralos, impermeabilizações, pinturas, revestimentos, pingadeiras, rufos, chapins, aparelhos de apoio e outros. Muitos desses componentes têm vida útil e frequência de manutenção inferiores às da estrutura de concreto, mas sua falha pode acelerar decisivamente a deterioração estrutural. Manter a estrutura significa, portanto, manter também os subsistemas que preservam sua exposição prevista original-

mente no projeto estrutural. A ABNT NBR 5674:2024 exige que o programa de manutenção trate sistemas, elementos e componentes segundo periodicidades próprias e dependentes de sua vida útil, prescritas na ABNT NBR 15575, e registre todas as ações preventivas e corretivas.

4. SEGURANÇA, ECONOMIA E SUSTENTABILIDADE: A LEI DOS CINCO

A justificativa econômica é sintetizada pela clássica Lei dos Cinco de Sitter (Fig. 4). Para uma mesma vida útil, uma medida adotada na fase de projeto é tomada como custo relativo 1; quando a decisão é postergada para a execução, o custo pode ser da ordem de 5; se realizada durante a manutenção preventiva, vai custar 25 vezes mais; e, quando se espera que um dano cresça e apareça durante o uso exigindo uma intervenção corretiva pesada, pode custar 125 vezes mais. Os números são de ordem de grandeza, não um orçamento universal, mas expressam com clareza a vantagem econômica de agir cedo (SITTER, 1984).

A prevenção também é sustentável: evitar deterioração prematura, reparos repetidos e substituições prolonga a vida funcional e reduz consumo de materiais, energia, interrupções de uso e geração de resíduos. Vida útil, manutenção e sustentabilidade são, portanto, dimensões inseparáveis do mesmo problema de engenharia.

5. ARCABOUÇO NORMATIVO E TIPOS DE INSPEÇÃO

Para edificações, a ABNT NBR 16747:2020 estabelece metodologia de inspeção predial global, considerando segurança, habitabilidade, durabilidade e manutenibilidade. A ABNT NBR 5674:2024 disciplina a gestão da manutenção. Para OAEs, a ABNT NBR 9452:2023 estabelece as inspeções cadastral, rotineira, especial e extraordinária, a classificação quanto aos parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade e os relatórios correspondentes. A qualificação de inspetores de estruturas de concreto é tratada pela ABNT NBR 16230 e tem sido objeto, há anos, de cursos de treinamento promovidos pelo IBRACON, através do Programa MasterPEC.

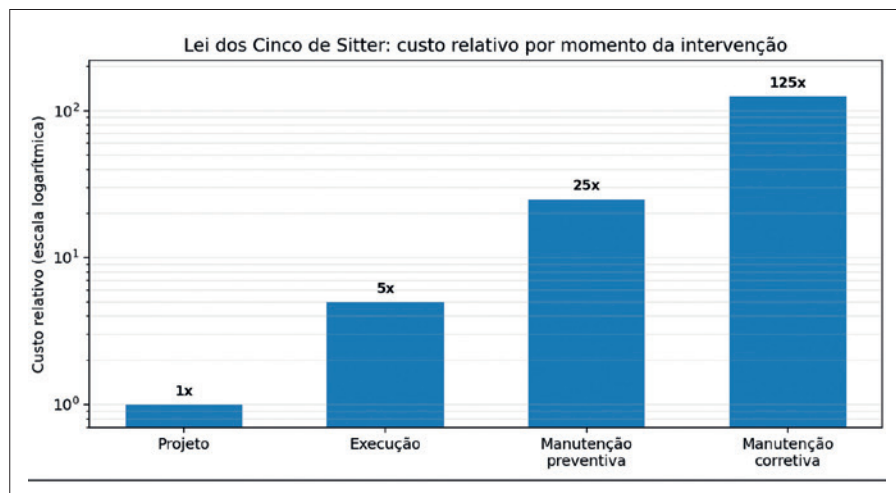


Figura 4 — Representação da Lei dos Cinco de Sitter. Fonte: adaptado de Sitter (1984); Helene (1992); Medeiros, Andrade e Helene (2011)

A edição 2023 da ABNT NBR 9452 reforça um ponto central deste artigo: a inspeção especial não se limita ao levantamento de danos; deve formular diagnóstico e procedimentos recomendados para restituir segurança estrutural, funcionalidade e durabilidade. O relatório pode requerer análises estruturais, estudos geotécnicos, hidráulicos e ensaios tecnológicos complementares. A inspeção deve, portanto, ser dimensionada pela complexidade e pelo risco, e não pela conveniência de um *checklist* mínimo.

No plano internacional, o ACI CODE-562-25 organiza a avaliação, reparo e reabilitação de estruturas existentes, incluindo verificação da condição, segurança durante a intervenção, projeto, materiais, execução e controle. O *fib* Model Code 2020 também incorpora avaliação de estruturas existentes, monitoramento, intervenções e extensão da vida útil. Essas referências convergem para uma gestão contínua, baseada em desempenho e risco.

Cabe registrar que o posicionamento do IBRACON não ficou restrito aos acidentes. O Instituto mantém hoje o CT 701 — Inspeção de Estruturas de Concreto, o CT 703 IBRACON/ALCONPAT — Inspeção Estrutural Predial e Requisitos para o Inspetor, e o CT 802 IBRACON/ALCONPAT — Manutenção e Reabilitação de Estruturas de Concreto, além de formação continuada pelo Programa MasterPEC, inclusive com preparação de inspetores I e II segundo a ABNT NBR 16230 (IBRACON, 2026a; IBRACON, 2026b). Em 2025, no “Manifesto pela Segurança e Manutenção das Pontes Brasileiras”, o Instituto voltou a defender inspeções cadastrais, rotineiras e especiais, capacitação e certificação profissional, previsão orçamentária permanente para manutenção e reabilitação e o desenvolvimento de norma específica para projetos de reforço e reabilitação de OAEs.

6. O RELATÓRIO DE INSPEÇÃO DEVE CONDUZIR A DIAGNÓSTICO CONCLUSIVO

Manifestação patológica não é diagnóstico. Fissura, mancha, deslocamento, corrosão aparente, flecha, infiltração ou movimento de junta são evidências que precisam ser interpretadas no contexto do projeto, histórico, exposição, uso e mecanismo resistente. O diagnóstico conclusivo



Figura 5 — Rinspeção de obra com problemas de baixo cobrimento e corrosão de armaduras (Acervo dos autores, 2025)

deve integrar evidências convergentes, explicitar incertezas e indicar quando novas informações são necessárias (RINCÓN *et al.*, 1998; HELENE *et al.*, 2003; ACI, 2025).

Nessa mesma linha, Pacheco *et al.* (2016; 2020) participaram de trabalhos que conectam avaliação do estado existente, anamnese, inspeção, diagnóstico e intervenção (Fig. 5). No retrofit de um edifício de concreto armado com mais de 50 anos, Couto, Miranda, Pacheco e Helene (2016) organizaram a tomada de decisão a partir de inspeção preliminar, levantamento de danos e ensaios. Posteriormente, Helene, Pacheco e Couto (2020) analisaram o colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida, articulando investigação de materiais, análise estrutural e diagnóstico do mecanismo de colapso, com recomendações destinadas a reduzir a recorrência de acidentes semelhantes.

Um relatório de inspeção, diagnóstico conclusivo deve estabelecer:

- ▶ anamnese ou recuperação de projetos, dados, registros, depoimentos, fotos;
- ▶ mapa das anomalias determinantes por elemento, face e região, com registro fotográfico;
- ▶ origem provável, mecanismo dominante e extensão do problema;
- ▶ atividade ou velocidade de evolução, quando tecnicamente mensurável;
- ▶ condição resistente atual e consequências para ELU, ELS, durabilidade e funcionalidade;

- ▶ grau de urgência, necessidade de interdição, escoramento, restrição de uso ou monitoramento;
- ▶ prognóstico no cenário de não intervenção;
- ▶ definição de vida útil de projeto esperada (residual);
- ▶ recomendação objetiva: manter e monitorar, proteger, reparar, reforçar, substituir ou aprofundar a investigação.

Em situações de alta consequência — marquises, protensão, elementos sem redundância, fundações comprometidas ou indícios compatíveis com instabilidade — medidas emergenciais de segurança podem e devem anteceder o fechamento completo do diagnóstico. A incerteza admissível deve ser compatível com a consequência da falha (ACI, 2025; HELENE *et al.*, 2003).

7. DO DIAGNÓSTICO AO PROJETO DE INTERVENÇÃO CORRETIVA E PREVENTIVA

Quando o diagnóstico indicar intervenção, não basta prescrever genericamente “reparar fissuras”, “tratar armaduras” ou “reforçar”. A terapia deve ser objeto de projeto executivo com especificação detalhada, vida útil residual esperada, materiais, equipamentos, sequência executiva, escoramentos, interfaces, controle tecnológico e critérios de aceitação definidos antes da obra. A solução deve tratar simultaneamente a origem, o mecanismo,

os efeitos já instalados e a proteção futura (HELENE *et al.*, 2003; ACI, 2025).

Exemplo típico: uma viga com corrosão pode exigir remoção e recomposição do cobrimento (reparo), correção da origem de água e sistema superficial ou eletroquímico de proteção (proteção) e, se a seção residual, aderência ou ancoragem forem insuficientes, reforço estrutural. Reforçar sem interromper a causa da deterioração transfere o problema para o futuro; reparar sem verificar capacidade residual pode produzir aparência de segurança sem, na verdade, existir segurança comprovada (Tabela 1).

8. INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO SÃO OPERAÇÕES CONTÍNUAS DURANTE TODA A VIDA ÚTIL

A intervenção não encerra o processo. Após a obra, devem permanecer registros de materiais, áreas tratadas, armaduras substituídas, reforços, ensaios, critérios de aceitação e condições de operação. Esses dados passam a integrar a linha de base das inspeções futuras. O histórico transforma fotografias isoladas em tendência e permite reconhecer se o desempenho está estável, se a deterioração foi controlada ou se novas ações são necessárias (ABNT NBR 5674:2024; RINCÓN *et al.*, 1998).

A periodicidade da manutenção deve acompanhar a vida útil real dos subsistemas intervenientes no sistema estrutural. Juntas, selantes, drenagens, impermeabilizações, pinturas, revestimentos, rufos, pingadeiras, aparelhos de apoio e dispositivos de proteção podem exigir inspeção, limpeza, ajuste ou renovação várias vezes ao longo da vida da estrutura principal. Quando esses itens são abandonados, a estrutura passa a trabalhar em um ambiente diferente daquele previsto no projeto e se deteriora precocemente.

9. PONTOS CRÍTICOS A OBSERVAR EM EDIFICAÇÕES E OAES

O escopo deve ser definido pelo sistema estrutural, exposição e consequência de falha. A Tabela 2 resume famílias de itens que merecem atenção, sem substituir o plano específico de inspeção.

10. CONCLUSÃO

Inspeção periódica é uma ferramenta decisiva para reduzir riscos, mas não

TABELA 1
REPARO, PROTEÇÃO E REFORÇO SÃO FUNÇÕES DIFERENTES E PODEM SER NECESSÁRIAS SIMULTANEAMENTE EM UMA MESMA INTERVENÇÃO

Reparo	Proteção	Reforço
Restabelece integridade, geometria e condição inicial do elemento, ou seja, reabilita a estrutura.	Impede ingresso de água e de agentes agressivos e deve ser de natureza de impermeabilizante e inibidor de reações deletérias.	Aumenta ou recupera capacidade, rigidez, ductilidade, segurança e estabilidade.

é, isoladamente, garantia de segurança. Seu valor está em detectar desvios e manifestações em tempo hábil, transformar observações em diagnóstico conclusivo e disparar ações proporcionais ao risco. A sequência tecnicamente correta é contínua: inspecionar, diagnosticar, prognosticar, projetar a intervenção quando necessária, executar com controle, manter, monitorar e reinspecionar.

Os acidentes em pontes, edifícios, marquises e fachadas mostram que projeto, construção, operação, inspeção, qualidade do laudo ou parecer técnico, decisão do proprietário, usuário ou gestor de realizar a intervenção preventiva ou corretiva formam uma cadeia. Quando um elo falha, a margem de segurança diminui; quando os elos trabalham de forma integrada, vidas, patrimônio, ambiente e continuidade de uso são preservados.

A lógica econômica conduz à mesma conclusão: prevenir e intervir cedo custa muito menos do que recuperar e reforçar tardiamente. A lógica ambiental também: preservar a vida útil funcional reduz consumo de materiais, energia, resíduos

e interrupções. Portanto, a inspeção periódica não deve ser vista como despesa ou formalidade legal, mas como parte permanente da gestão técnica de uma estrutura durante toda a sua existência.

ESCLARECIMENTO SOBRE O USO DE IA GENERATIVA

Durante a preparação deste artigo, os autores utilizaram o ChatGPT, ferramenta de inteligência artificial generativa desenvolvida pela OpenAI, como apoio auxiliar à pesquisa bibliográfica, à organização de informações e à revisão e ao aprimoramento da redação. A ferramenta não foi utilizada como fonte de autoridade técnica nem substituiu a análise crítica dos autores. Todas as referências, dados, interpretações e conclusões incorporados ao artigo foram conferidos, revisados e validados pelos autores. O uso da ferramenta ocorreu sob supervisão e responsabilidade de Paulo Helene e Jéssika Pacheco, e a responsabilidade científica, técnica e ética pelo conteúdo final permanece integralmente com os autores.

TABELA 2
FAMÍLIAS DE ELEMENTOS E MANIFESTAÇÕES A PRIORIZAR

Edificações / Marquises	OAES
Fissuras, deformações, recalques e alterações de uso.	Tabuleiro, vigas, transversinas e elementos de protensão.
Corrosão, deslocamentos e cobrimento insuficiente.	Juntas de dilatação, aparelhos de apoio e drenagem.
Coberturas, impermeabilizações, ralos, caimentos e infiltrações.	Pilares, encontros, consolos e regiões de impacto.
Marquises, sacadas, fachadas, revestimentos e fixações.	Fundações, erosão/solapamento e elementos submersos.
Fundações, subsolos, contenções e sinais de movimentação.	Fadiga, tráfego, gabaritos, barreiras, guarda-corpos e funcionalidade.
Reformas e intervenções sem projeto ou documentação.	Histórico de reparos, reforços, acidentes e mudanças de classe de carga.

FONTES: ABNT NBR 9452:2023; ABNT NBR 16747:2020; HELENE, 1986; THOMAZ, 1989; DNIT, 2010; VITÓRIO, 2015

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CONSELHO REGIONAL DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E AGRONOMIA DE PERNAMBUCO (CREA-PE). Laudo técnico conclusivo sobre o colapso do Edifício Areia Branca. Recife: CREA-PE, 2004.
- [2] COUTO, Douglas; MIRANDA, Dyetry de A.; PACHECO, Jéssika M.; HELENE, Paulo R. L. Retrofit da estrutura de um edifício com mais de 50 anos. *Concreto & Construções*, São Paulo, ed. 82, p. 49-57, abr./jun. 2016.
- [3] HELENE, Paulo; PEREIRA, Fernanda; HUSNI, Raul; CASTRO, Pedro; AGUADO, Antonio (ed.). Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección. São Paulo: Red REHABILITAR/CYTED, 2003. 750 p.
- [4] HELENE, Paulo; PACHECO, Jéssika; COUTO, Douglas. Colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida - SP: lições aprendidas. *Revista ALCONPAT*, Mérida, v. 10, n. 1, p. 114-131, jan./abr. 2020. DOI: 10.21041/ra.v10i1.419.
- [5] INSTITUTO BRASILEIRO DE CIÊNCIAS CRIMINAIS (IBCCRIM). Sentença do caso Sérgio Augusto Naya — Edifícios Palace I e II/RJ. São Paulo: IBCCRIM, 2001.
- [6] MITRE, M. P. Metodologia para inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto. 2005. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- [7] OLIVEIRA, Dênio R. C.; RIBEIRO, Renan J. C. O colapso do edifício Real Class. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, São Paulo, v. 11, n. 2, p. 374-388, abr. 2018. DOI: 10.1590/S1983-41952018000200008.
- [8] RINCÓN, Oladis T.; CARRUYO, Aleida R.; ANDRADE, Carmen; HELENE, Paulo; DÍAZ, Isabel (ed.). Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado. 2. ed. Maracaibo: Red DURAR/CYTED, 1998. 205 p.
- [9] SILVA FILHO, Luiz Carlos Pinto da. Entrevista: inspeção predial, manutenção e gestão de riscos. *Concreto & Construções*, São Paulo, ed. 91, jul./set. 2018, p. 15-27.
- [10] SITTER, W. R. Costs for service life optimization: the "Law of Fives". In: CEB-RILEM. *Durability of Concrete Structures: Proceedings of the International Workshop*, Copenhagen, 18-20 May 1983. Copenhagen: CEB, 1984. p. 18-20.
- [11] THOMAZ, Ercio. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: PINI; EPUSP; IPT, 1989.
- [12] VITÓRIO, J. A. P. Conservação de pontes de concreto: conceitos gerais, inspeção, diagnóstico e terapia. Recife: Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, 2015.

NO PRUMO

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

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

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

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

FORMATO: 21 x 29 cm

PÁGINAS: 170

ANO: 2017

VENDAS: Loja virtual (www.ibracon.org.br)



PRODUÇÃO



PATROCÍNIO



REALIZAÇÃO



Reforço de pilares de concreto pelo confinamento parcial com polímeros

VLADIMIR JOSÉ FERRARI - PROF. - (vladimirjf@hotmail.com) - <https://orcid.org/0000-0002-9230-927X> – UEM

RESUMO

OS POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS (PRF) SÃO MATERIAIS ATRATIVOS PARA EMPREGO COMO REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO, VISTA A FACILIDADE DE EXECUÇÃO E NÃO ALTERAÇÃO DA SEÇÃO ORIGINAL. A CONFIGURAÇÃO DO REFORÇO PELO CONFINAMENTO COMPLETO DE TODA EXTENSÃO DO PILAR É UMA SOLUÇÃO CONSOLIDADA PELA EFICIÊNCIA NO AUMENTO DA CAPACIDADE E DUCTILIDADE. POR OUTRO LADO, A CONFIGURAÇÃO PARCIAL COM FAIXAS DE REFORÇO APRESENTA-SE COMO SOLUÇÃO VIÁVEL PARA CASOS DE INCREMENTOS MODERADOS NA CAPACIDADE RESISTENTE. NESTE ARTIGO APRESENTA-SE O MODELO TEÓRICO DO CÓDIGO ITALIANO, CNR-DT 200 R2 (2025), PARA O CÁLCULO DO REFORÇO DE PILARES PELO CONFINAMENTO PARCIAL POLIMÉRICO. A PRECISÃO DO MODELO É ANALISADA COMPARANDO-SE RESULTADOS TEÓRICOS COM EXPERIMENTAIS DE BANCO DE DADOS FORMADO POR 29 PILARES DE SEÇÃO QUADRADA PARCIALMENTE CONFINADOS. O MODELO É TAMBÉM EMPREGADO PARA A ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PILAR DE SEÇÃO QUADRADA. A COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS APONTA PARA EXCELENTE PRECISÃO DO MODELO TEÓRICO. NO EMPREGO DO MODELO DO EXEMPLO ANALISADO, VERIFICOU-SE AUMENTO DE 27% NA CAPACIDADE RESISTENTE DO PILAR REFORÇADO PELO CONFINAMENTO PARCIAL COM 5 CAMADAS. PARA TANTO, FOI NECESSÁRIO DIMINUIR O ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE AS FAIXAS DE REFORÇO EM ATÉ 50%.

PALAVRAS-CHAVE: REFORÇO, PRF, CONFINAMENTO PARCIAL, PILAR, CÓDIGO ITALIANO.

1. INTRODUÇÃO

Os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) são materiais compósitos empregados na engenharia estrutural por propriedades como elevada resistência à tração, baixo peso próprio e durabilidade

(Shan *et al.*, 2019). Uma das aplicações é no campo do reforço estrutural pela maior facilidade, menor tempo para execução e não alteração da seção original do elemento, comparativamente aos materiais tradicionais como aço e concreto (Ferrari, 2026; Aules & Raoof, 2021).

No reforço de pilares, o envolvimento da seção com PRF produz o efeito do confinamento do concreto, limitando sua expansão lateral e melhorando o desempenho mecânico em termos de resistência à compressão, aumento da ductilidade e dissipação da energia (Aules & Raoof, 2021; Shan *et al.*, 2019; Zeng *et al.*, 2017). A aplicação consiste no envolvimento do pilar com as fibras poliméricas orientadas transversalmente ao eixo longitudinal na direção dos estribos.

A eficiência do confinamento do concreto depende de parâmetros como a rigidez do reforço (Shayanfar *et al.*, 2026), resistência do concreto (Shayanfar *et al.*, 2026), forma da seção transversal (Aules & Raoof, 2021), tamanho do pilar (Shayanfar *et al.*, 2026) e a configuração do confinamento (Zeng *et al.*, 2017; Shayanfar *et al.*, 2026).

As configurações para o confinamento de pilares com polímeros são ilustradas na Figura 1. O tipo completo é caracterizado pelo envolvimento total do elemento e o tipo parcial tem disposição descontínua de faixas de reforço ao longo do pilar.

O confinamento completo proporciona maiores incrementos na resistência do pilar comparativamente ao confinamento parcial (Wang *et al.*, 2022; Aules & Raoof, 2021). Devido à existência de regiões de concreto não envolvidas entre as faixas de reforço, a ruína e o comportamento tensão-deformação são distintos entre pilares confinados completamente e parcialmente (Zeng *et al.*, 2018).

No confinamento parcial (Figura 1), as tensões distribuem-se de maneira não uniforme na seção transversal e também ao longo do comprimento do pilar (Wang *et al.*, 2022). As observações experimentais (Wang *et al.*, 2022; Guo *et al.*, 2019; Yang *et al.*, 2020) mostram que o concreto da região envolvida permanece suportando tensão, enquanto que o concreto não envolvido entra em ruína antes da ruptura do reforço por tração. Quando o concreto atinge sua resistência máxima à compressão, ocorre ruptura localizada entre as faixas do reforço, diferentemente do que ocorre para o confinamento completo, em que a ruína é controlada pela ruptura do reforço à tração ao invés do concreto (Aules & Raoof, 2021; Zeng *et al.*, 2017).

Pesquisadores (Guo *et al.*, 2019; Mai *et al.*, 2018) observaram que a deformação axial das regiões encamisadas e não encamisadas são semelhantes e com mesma

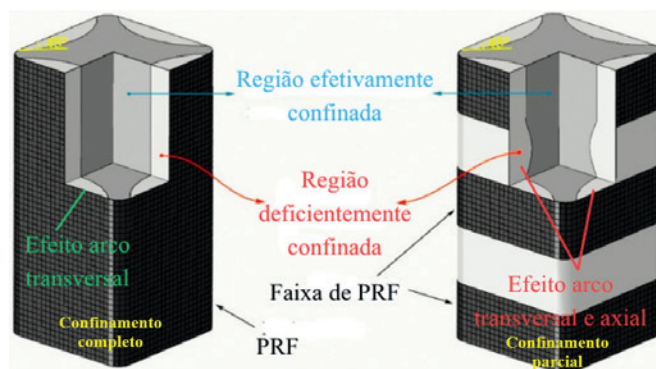


FIGURA 1

DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NAS DIREÇÕES VERTICAL E HORIZONTAL

FONTE: ADAPTADO DE YANG *et al.*, (2020)

rigidez somente para o trecho inicial, linear e ascendente, até atingir a resistência do concreto não confinado. Após, a distribuição das deformações torna-se não uniforme e com maior intensidade na região não confinada entre as faixas. Com o aumento do carregamento, a diferença de deformação torna-se ainda mais significativa entre as duas regiões, caracterizando-se o efeito da localização da deformação. Uma seção posicionada no meio da região não encamisada é a que tem a menor área de concreto efetivamente confinado.

Apesar do melhor desempenho mecânico proporcionado pelo confinamento completo, existem características inerentes ao confinamento parcial que podem ser interessantes e convenientes para alguns casos da prática da engenharia.

O confinamento parcial tem demonstrado proporcionar aumento na resistência e na ductilidade de pilares (Zeng *et al.*, 2017). Segundo Yang *et al.* (2020), o emprego do confinamento parcial, com pequeno espaçamento livre entre as faixas, é mais adequado e razoável para pilares com necessidade moderada de incremento na resistência. O confinamento parcial pode ser uma escolha eficiente e econômica para pilares de concreto com necessidade moderada de aumento na resistência e ductilidade (Mai *et al.*, 2018; Yang *et al.*, 2022). A redução de material (PRF e adesivo) e de custo é destacada por Wang *et al.* (2022).

O Brasil ainda não conta com norma técnica para o projeto e execução de reforço de estruturas com PRF. Os profissionais recorrem às recomendações dos códigos internacionais, como o ACI PRC-440.2 (2023), FIB-90 (2019) e o CNR-DT 200 R2 (2025). Entre esses códigos, somente o FIB e o CNR tratam do dimensionamento do reforço de pilares pelo confinamento parcial.

Este artigo apresenta a metodologia analítica do CNR-DT 200 R2 (2025) para o cálculo do reforço de PRF de pilar de concreto pelo confinamento parcial. A precisão do método de cálculo é avaliada comparativamente com resultados experimentais de pilares de seção quadrada. A metodologia é empregada para a análise da capacidade resistente do reforço de pilar de seção quadrada.

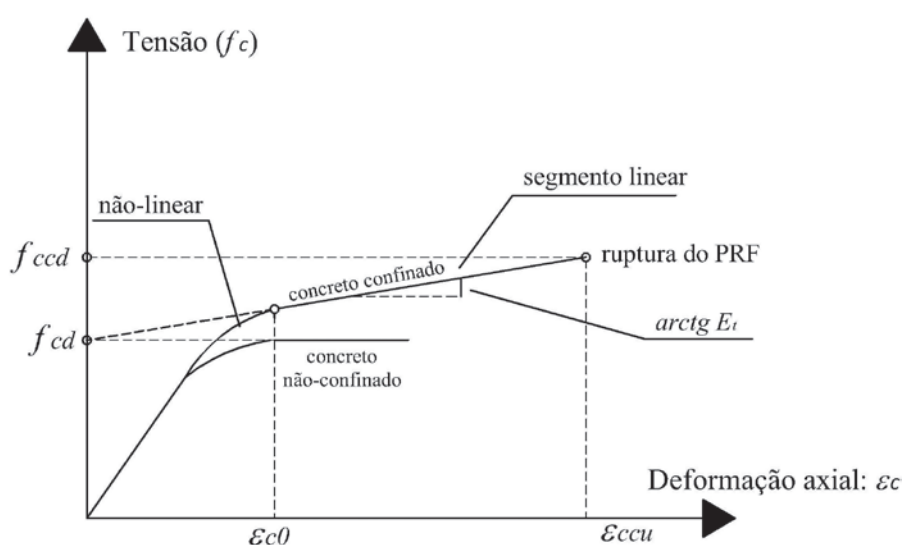


FIGURA 2

COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO CONFINADO

FONTE: (CNR-DT 200 R2, 2025)

2. CONFINAMENTO DE SEÇÕES DE PILARES CONFORME CNR-DT 200 R2

Conforme as diretrizes do CNR-DT 200 R2 (2025), para casos de pilares solicitados axialmente por carga centrada ou de pequena excentricidade, o confinamento proporciona melhora no desempenho estrutural por aumento da resistência e deformação específica correspondente.

O modelo tensão-deformação do concreto confinado com PRF é exemplificado na Figura 2, em que, (f_{cd}) e (ϵ_{c0}) representam, respectivamente, a resistência de cálculo do concreto não confinado à compressão e deformação específica correspondente (tipicamente com valor igual a 0,002). A resistência última de cálculo do concreto confinado e a deformação específica correspondente são representados por (f_{ccd}) e (ϵ_{ccu}), respectivamente.

Até valores de deformações específicas axiais ($\epsilon_c=2\%$), a tensão no concreto confinado é levemente superior àquela do concreto não confinado, o confinamento é considerado como passivo, ficando tensionado somente com a expansão lateral pela fissuração do concreto e escoamento da armadura. Para deformações acima de ($\epsilon_c>2\%$), a relação tensão-deformação é representada pelo segmento linear caracterizado por perda progressiva da in-

tegridade do concreto pela fissuração até a ruptura do reforço (limitada em 4% por questões de segurança).

A segurança do pilar confinado é assegurada desde que o valor de cálculo da força axial (N_{sd}) não ultrapasse o valor de cálculo da capacidade resistente da seção confinada ($N_{Rcc,d}$), Equação 1.

$$[1] \quad N_{sd} \leq N_{Rcc,d}$$

A capacidade resistente de projeto ($N_{Rcc,d}$) para o caso de pilares não esbeltos é determinada pela Equação 2, em que (A_c), (A_s) e (f_{yd}) representam, respectivamente, a área da seção transversal, área da armadura e o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço. O termo (γ_{Rd}) é o fator parcial de segurança ($\gamma_{Rd} = 1,10$) para casos de confinamento.

$$[2] \quad N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \{A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}\}$$

Para o confinamento as fibras do polímero devem ser orientadas transversalmente ao eixo do pilar e a resistência de cálculo do concreto confinado (f_{ccd}) pode ser obtida pela Equação 3.

$$[3] \quad \frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,6}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

A resistência de cálculo à compressão do concreto não confinado (f_{cd}) é obtida

conforme Equação 4, pela relação entre a resistência média à compressão (f_{cm}) e os fatores de redução ($FC=1,2$) e ($\gamma_c = 1,0$) associados, respectivamente, ao nível de confiança do elemento analisado e do material. Da mesma maneira, tem-se a resistência de cálculo ao escoamento da armadura (f_{yd}), Equação (5), para fator parcial do material ($\gamma_s = 1,0$).

$$[4] \quad f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$$

$$[5] \quad f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s}$$

Para que o efeito do confinamento seja eficiente, deve-se assegurar pressão efetiva de confinamento ($f_{l,eff}$) superior a 5% da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), como indicado pela Equação 6.

$$[6] \quad \frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} > 0,05$$

Somente uma parcela da pressão de confinamento do reforço (f_l) contribui para a resistência do concreto confinado. É a denominada pressão de confinamento efetiva ($f_{l,eff}$), estimada pela Equação 7.

$$[7] \quad f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l$$

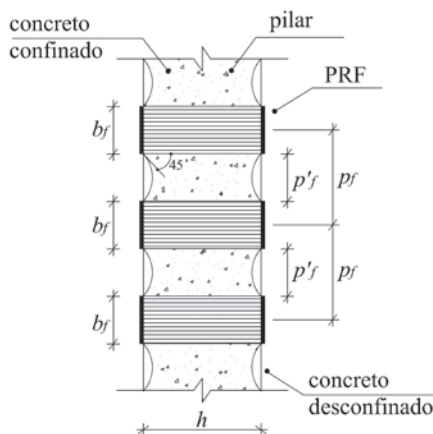
O coeficiente de eficiência do confinamento ($k_{eff} \leq 1$) representa a relação entre o volume de concreto efetivamente confinado e o volume total de concreto do elemento, excluindo-se a armadura longitudinal. Seu valor é determinado pelo produto dos coeficientes de eficiência horizontal do confinamento (k_H), eficiência vertical do confinamento (k_V) e pelo coeficiente relacionado com a inclinação das fibras (k_α), conforme Equação 8.

$$[8] \quad k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha$$

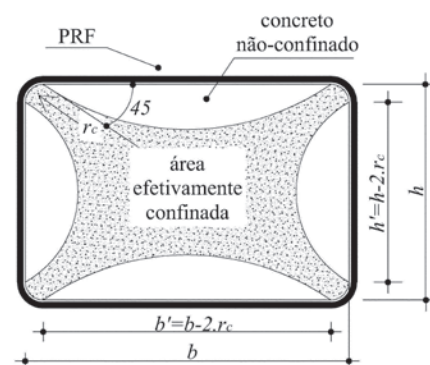
O coeficiente de eficiência horizontal (k_H) depende da forma da seção transversal do pilar, sendo ($k_H=1$) para seções circulares ou, conforme Equação 9, para seções quadradas ou retangulares, com (A_g) a área bruta da seção transversal.

$$[9] \quad k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g}$$

O coeficiente de eficiência vertical do confinamento (k_V) considera a configuração do reforço ao longo do eixo do pilar, sendo ($k_V=1$) para envolvimento completo ou, conforme Equação 10, para envolvimento



A Distribuição de tensões na direção vertical do pilar



B Distribuição de tensões na seção confinada

FIGURA 3

VISTA LATERAL E SEÇÃO DE PILAR NÃO CIRCULAR PARCIALMENTE CONFINADO

FONTE: ADAPTADO DO CNR-DT 200 R2 (2025)

mento parcial como ilustrado pela Figura 3.

$$[10] \quad k_V = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2$$

p_f : espaçamento entre as faixas do reforço;
 p'_f : espaçamento livre entre faixas do reforço;
 b_f : largura da faixa;
 d_{min} : menor dimensão da seção transversal.

Entre as faixas do reforço existem regiões de concreto não envolvidas com PRF (Figura 3a), onde ocorre um arranjo difuso das tensões na direção vertical com distribuição aproximadamente parabólica com inclinação de 45°. O espaçamento livre entre as faixas (p'_f) não deve ser superior à metade da menor dimensão da seção (d_{min}), Equação 11.

$$[11] \quad p'_f \leq \frac{d_{min}}{2}$$

O coeficiente (k_α) representa o efeito da inclinação da fibra e tem valor ($k_\alpha = 1$) para faixas dispostas a 90° com o eixo do pilar ou, conforme Equação 12, para disposição helicoidal com ângulo (α_f).

$$[12] \quad k_\alpha = \frac{1}{1 + (tg \alpha_f)^2}$$

A pressão de confinamento (f_l) é determinada conforme Equação 13, sendo:

$$[13] \quad f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,rid}$$

E_f : módulo de elasticidade do PRF na direção das fibras;

$\varepsilon_{f,rid}$: valor da deformação reduzida de projeto do reforço, determinada pela Equação 14, não se tomando valor superior a 4‰.

$$[14] \quad \varepsilon_{f,rid} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{f1}} \leq 0,004$$

ε_{fk} : valor característico da deformação de ruptura à tração do PRF;

η_a : fator de conversão ambiental em função do tipo de fibra e condição de exposição ($\eta_a=0,95$ para fibra de carbono em ambiente interno);

γ_{f1} : fator parcial de segurança associado ao reforço conforme o tipo de ruína ($\gamma_{f1}=1,30$ para ruptura por tração ou desprendimento de sistemas colados externamente).

O termo (ρ_f) é taxa geométrica do reforço e depende da forma da seção e da configuração do confinamento. Para casos de seções quadradas e retangulares com dimensões (b) e (h), a taxa (ρ_f) é obtida pela Equação 15 para caso de envolvimento completo e, para o caso de envolvimento parcial, deve ser empregada a Equação 16.

$$[15] \quad \rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h)}{b \cdot h}$$

$$[16] \quad \rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot p_f}$$

3. COMPARAÇÕES COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS

O modelo de confinamento do CNR-DT 200 R2 (2025) é aqui empregado para fins da estimativa da resistência (f_{cc}) dos pilares analisados experimentalmente nas pesquisas de Zeng et al. (2017), Guo et al. (2019) e Yang et al. (2020). Na Tabela 1, são apresentadas as características dos 29 pilares que formam o banco de dados composto por seções quadradas com lados entre 150 e 200 mm, solicitação axial e reforço por confinamento parcial com manta de fibras de carbono.

Na Tabela 2, são apresentados os valores experimentais das resistências de pico (f_p) e última (f_{cc}) dos pilares e os valores teóricos das resistências (f_{cc-teo}) conforme modelo do

CNR-DT 200 R2 (2025). Para os pilares com confinamento eficiente, a resposta é do tipo *hardening*, caracterizada por trecho ascendente pós-fissuração do concreto com ($f_p = f_{cc}$). Para casos de confinamento insuficiente, a resposta é do tipo *softening*, com valor da resistência última inferior à de pico. Para esses casos, a resistência última do pilar reforçado foi tomada como a resistência de pico, seguindo-se mesmo procedimento adotado nas pesquisas.

O incremento de resistência do pilar proporcionado pelo reforço é representado pela relação normalizada entre as resistências de pico e do concreto não confinado (f_p/f_{co}). A exatidão entre os valores das resistências, teórica e experimental, é estabelecida pela relação normalizada

(f_{cc-teo}/f_p) e os indicadores estatísticos de relação média (rm) e erro médio absoluto (eam), calculados conforme Equações 17 e 18, em que o número de resultados (pilares) é representado por “n”.

$$[17] \quad rm = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{f_{cc-teo}}{f_p}}{n}$$

$$[18] \quad eam = \frac{\sum_{i=1}^n \left| \frac{f_{cc-teo}}{f_p} - 1 \right|}{n}$$

Do banco de dados, verifica-se incrementos na resistência dos pilares de 4% até 39%, com valor de relação média igual a 19% (rm = 1,19). Os valores da relação média de incremento da resistência para os pilares das pesquisas [A], [B] e [C] são iguais,

TABELA 1

CARACTERÍSTICAS DOS PILARES REFORÇADOS POR CONFINAMENTO PARCIAL

Pesquisas	Pilares	Seção transversal			Concreto		Configuração do confinamento				Traço
		b	h	r _c	f _{co}	ε _{co}	n _f	b _f	p _f	p _f /p _r	
Zeng et al. (2017) [A]	1 S-30-1	168	168	25	24,3	0,0024	1	90	30	1/4	t _f = 0,167 mm E _f = 259,7 GPa ε _{fu} = 0,0175
	2 S-30-2	168	168	25	24,3	0,0024	2	90	30	1/4	
	3 S-45-1	168	168	25	24,3	0,0024	1	90	45	1/3	
	4 S-45-2	168	168	25	24,3	0,0024	2	90	45	1/3	
	5 S-90-1	168	168	25	24,3	0,0024	1	90	90	1/2	
	6 S-90-2	168	168	25	24,3	0,0024	2	90	90	1/2	
Guo et al. (2019) [B]	7 P-1-80-40	200	200	30	34,74	0,0027	1	80	40	0,33	t _f = 0,167 mm E _f = 227,3 GPa ε _{fu} = 0,0191
	8 P-2-80-40	200	200	30	34,74	0,0027	2	80	40	0,33	
	9 P-3-80-40	200	200	30	34,74	0,0027	3	80	40	0,33	
	10 P-1-100-40	200	200	30	34,74	0,0027	1	100	40	0,29	
	11 P-2-100-40	200	200	30	34,74	0,0027	2	100	40	0,29	
	12 P-3-100-40	200	200	30	34,74	0,0027	3	100	40	0,29	
	13 P-1-120-40	200	200	30	34,74	0,0027	1	120	40	0,25	
	14 P-2-120-40	200	200	30	34,74	0,0027	2	120	40	0,25	
	15 P-3-120-40	200	200	30	34,74	0,0027	3	120	40	0,25	
	16 P-3-40-20	200	200	30	34,74	0,0027	3	40	20	0,33	
	17 P-3-120-60	200	200	30	34,74	0,0027	3	120	60	0,33	
	18 P-3-30-20	200	200	30	34,74	0,0027	3	29,8	20	0,40	
	19 P-3-178-60	200	200	30	34,74	0,0027	3	77,5	60	0,44	
Yang et al. (2020) [C]	20 N-W3A2-1	150	150	20	35,82	0,00205	2	30	105	0,78	t _f = 0,167 mm E _f = 235 GPa ε _{fu} = 0,0161
	21 N-W3A2-2	150	150	20	35,82	0,00205	2	30	105	0,78	
	22 N-W4A2-1	150	150	20	35,82	0,00205	2	40	90	0,69	
	23 N-W4A2-2	150	150	20	35,82	0,00205	2	40	90	0,69	
	24 N-W5A2-1	150	150	20	35,82	0,00205	2	50	75	0,60	
	25 N-W5A2-2	150	150	20	35,82	0,00205	2	50	75	0,60	
	26 N-W6A2-1	150	150	20	35,82	0,00205	2	60	60	0,50	
	27 N-W6A2-2	150	150	20	35,82	0,00205	2	60	60	0,50	
	28 N-W3B2-1	150	150	20	35,82	0,00205	2	30	30	0,50	
	29 N-W3B2-2	150	150	20	35,82	0,00205	2	30	30	0,50	

DIMENSÕES INDICADAS EM “MM” | FONTE: AUTOR

TABELA 2

VALORES DAS RESISTÊNCIAS DOS PILARES

Pesquisas	Pilares	Experimental			Teórico	Incremento	Relação
		f_n	f_{cc}	Resposta	f_{cc-teo}	f_p / f_{co}	f_{cc-teo} / f_p
Zeng et al. (2017) [A]	1 S-30-1	29,3	28,4	Soft	31,0	1,21	1,06
	2 S-30-2	33,7	33,7	Hard	34,9	1,39	1,04
	3 S-45-1	28,6	28,6	Hard	30,1	1,18	1,05
	4 S-45-2	30,0	29,4	Soft	33,5	1,23	1,12
	5 S-90-1	27,9	21,8	Soft	28,1	1,15	1,01
	6 S-90-2	28,1	24,6	Soft	30,4	1,16	1,08
Guo et al. (2018) [B]	7 P-1-80-40	34,79	27,59	Soft	40,35	1,00	1,16
	8 P-2-80-40	41,49	38,26	Soft	43,64	1,19	1,05
	9 P-3-80-40	45,92	45,92	Hard	46,41	1,32	1,01
	10 P-1-100-40	36,25	30,51	Soft	40,61	1,04	1,12
	11 P-2-100-40	40,28	38,47	Soft	44,06	1,16	1,09
	12 P-3-100-40	46,02	46,02	Hard	46,96	1,32	1,02
	13 P-1-120-40	37,06	32,42	Soft	40,81	1,07	1,10
	14 P-2-120-40	38,87	38,37	Hard	44,37	1,12	1,14
	15 P-3-120-40	47,53	47,53	Hard	47,36	1,37	1,00
	16 P-3-40-20	47,63	47,63	Hard	47,28	1,37	0,99
	17 P-3-120-60	46,92	44,10	Soft	45,55	1,35	0,97
	18 P-3-30-20	44,91	44,91	Hard	46,41	1,29	1,03
	19 P-3-178-60	46,52	44,41	Soft	44,41	1,34	0,95
Yang et al. (2020) [C]	20 N-W3A2-1	35,67	28,75	Soft	39,18	1,00	1,10
	21 N-W3A2-2	36,27	27,30	Soft	39,18	1,01	1,08
	22 N-W4A2-1	37,32	30,71	Soft	40,43	1,04	1,08
	23 N-W4A2-2	36,33	27,74	Soft	40,43	1,01	1,11
	24 N-W5A2-1	39,80	30,88	Soft	41,84	1,11	1,05
	25 N-W5A2-2	41,66	33,15	Soft	41,84	1,16	1,00
	26 N-W6A2-1	41,80	35,25	Soft	43,44	1,17	1,04
	27 N-W6A2-2	43,01	38,30	Soft	43,44	1,20	1,01
	28 N-W3B2-1	45,32	40,41	Soft	44,74	1,27	0,99
	29 N-W3B2-2	45,81	39,36	Soft	44,74	1,28	0,98

FONTE: AUTOR

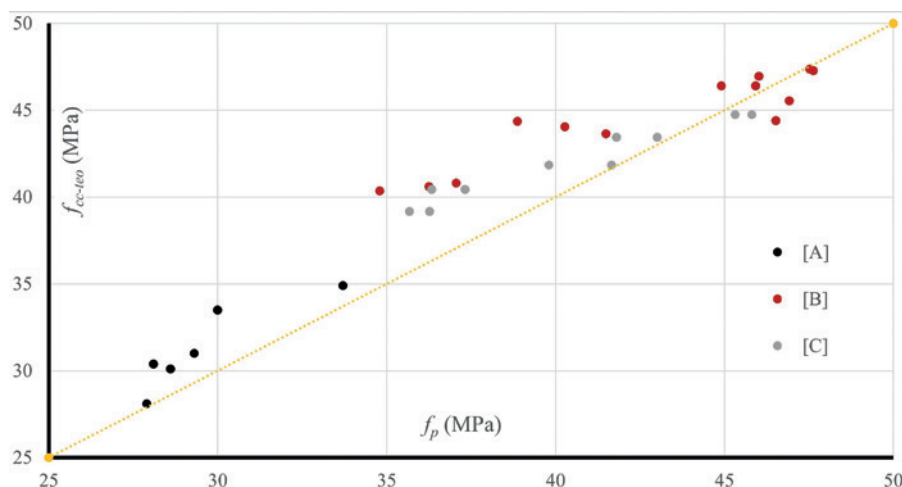


FIGURA 4

COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

FONTE: AUTOR

respectivamente, a 1,22, 1,23 e 1,13. Os incrementos para os pilares das pesquisas [A] e [B] têm, praticamente, o mesmo valor, diferindo-se dos pilares da pesquisa [C], possivelmente devido ao comportamento do tipo *softening* observado em todos os pilares dessa pesquisa, visto que o modelo teórico idealiza resposta do tipo *hardening*.

A relação entre valores, teórico e experimental, (f_{cc-teo}/f_{cc}) pode ser visualizada graficamente pela Figura 4, em que a maioria dos pontos estão localizados acima da reta de igualdade ($X = Y$), denotando-se superestimativa do resultado teórico em relação ao experimental. A relação média obtida ($rm = 1,05 > 1,00$) quantifica a superestimativa do modelo teórico, em relação aos valores experimentais, de apenas 5%. O valor de ($eam = 5,82\%$) denota pequeno erro médio dos resultados previstos em relação aos experimentais. A exatidão da formulação proposta pelo CNR fica constatada para a combinação dos valores de relação média e erro médio próximos a 1 e zero, respectivamente.

4. CAPACIDADE DE PILAR REFORÇADO POR CONFINAMENTO

Considere o pilar solicitado por compressão axial centrada de seção transversal quadrada, lado igual a 300 mm, com armadura longitudinal composta por 12 barras de 12,5 mm de diâmetro, com resistência média ao escoamento ($f_{ym} = 520$ MPa), concreto com resistência média à compressão ($f_{cm} = 28$ MPa) e cobrimento da armadura de 25 mm (Figura 5).

Deseja-se analisar a capacidade resistente da seção transversal pelo emprego do reforço

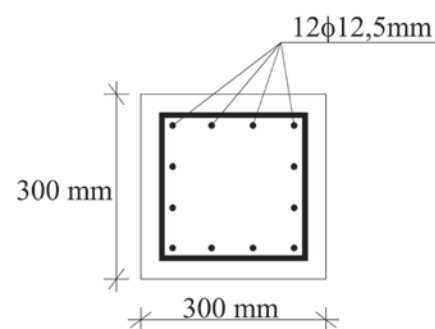


FIGURA 5

SEÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR

FONTE: AUTOR

de PRF com manta de fibras de carbono coladas externamente em todo o perímetro da seção, com disposição do tipo contínua e descontínua. Para tanto, como metodologia de cálculo, emprega-se o modelo de análise de confinamento conforme as diretrizes do código italiano do CNR-DT 200 R2 (2025).

4.1 Encamisamento completo

PROPRIEDADES E PROPRIEDADES DE REFORÇO:	GEOMÉTRICAS MECÂNICAS	DA DO	SEÇÃO SISTEMA
---	--------------------------	----------	------------------

Para o pilar com seção transversal 300 mm por 300 mm e raio de arredondamento dos cantos da seção ($r_c = 25$ mm), tem-se as seguintes propriedades geométricas:

- ▶ Área de concreto da seção transversal: $A_c = 87.188,9844 \text{ mm}^2$;
- ▶ Área da seção da armadura longitudinal: $A_s = 1.472,5781 \text{ mm}^2$;
- ▶ Área bruta de concreto da seção transversal: $A_g = 88.661,5625 \text{ mm}^2$.

Para o sistema de reforço por confinamento com manta de fibras de carbono, considere as seguintes propriedades mecânicas:

- ▶ Espessura: $t_f = 0,167$ mm;
- ▶ Módulo de elasticidade: $E_f = 220$ GPa;
- ▶ Resistência à tração: $f_{tu} = 4.000$ MPa;
- ▶ Deformação específica de ruptura: $\varepsilon_{fk} = 0,0135$.

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE PROJETO DO REFORÇO:

Para as condições do reforço empregando-se fibras de carbono em pilar interno de uma edificação ($\eta_s = 0,95$) e, considerando-se possibilidade de ruína por ruptura das fibras por tração ou o desprendimento ($\gamma_{fi} = 1,30$), é possível determinar o valor da deformação de projeto do reforço ($\varepsilon_{fd,rid}$) como segue:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \eta_s \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{fi}} \leq 0,004$$

$$\varepsilon_{fd,rid} = (0,95) \cdot \frac{(0,0135)}{(1,30)} \leq 0,004$$

$$\varepsilon_{fd,rid} = 0,004$$

PRESSÃO EFETIVA DE CONFINAMENTO E PRESSÃO DE CONFINAMENTO:

Para que a pressão de confinamento da seção transversal reforçada possa ser considerada efetiva, o valor da pressão efetiva pode ser tomado igual a ($f_{l,eff} = 1,20$ MPa) como demonstrado:

$$f_{l,eff} > 0,05 \cdot f_{cd}$$

$$f_{l,eff} > 0,05 \cdot \left[\frac{28}{(1,2) \cdot (1,0)} \right] = 1,1667 \text{ MPa}$$

$$f_{l,eff} = 1,20 \text{ MPa}$$

A pressão efetiva de confinamento depende da forma da seção transversal e do reforço (disposição, taxa e tipo de fibra), como segue representado:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l$$

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha$$

O coeficiente de eficiência do confinamento horizontal (k_H) é obtido em função das dimensões dos lados da seção transversal, da área bruta da seção transversal e do raio de arredondamento:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g}$$

$$k_H = 1 - \frac{[300 - (2) \cdot (25)]^2 + [300 - (2) \cdot (25)]^2}{(3) \cdot (88.661,5625)}$$

$$k_H = 0,53$$

O coeficiente de eficiência do confinamento vertical para o envolvimento completo é tomado como ($k_V = 1$) e o coeficiente de eficiência da inclinação das fibras é ($k_\alpha = 1$), considerando-se o reforço com as fibras posicionadas a 90° com o eixo do pilar. Assim, o coeficiente de eficiência do confinamento (k_{eff}) é o indicado a seguir, tendo-se pouco mais de 50% de toda a área da seção eficientemente confinada.

$$k_{eff} = (0,53) \cdot (1) \cdot (1)$$

$$k_{eff} = 0,53$$

Com o valor da pressão mínima efetiva de confinamento ($f_{l,eff} = 1,20$ MPa) e do coeficiente de eficiência ($k_{eff} = 0,53$), calcula-se a pressão de confinamento da seção transversal exercida pelo polímero:

$$f_l = \frac{f_{l,eff}}{k_{eff}}$$

$$f_l = \frac{1,20}{0,53}$$

$$f_l = 2,2642 \text{ MPa}$$

Com a pressão de confinamento ($f_l = 2,2642$ MPa), é possível calcular qual deve ser a taxa geométrica de reforço necessário para o atendimento da pressão mínima efetiva:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$$

Isolando-se a taxa geométrica de reforço, temos:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot f_l}{E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}}$$

$$\rho_f = \frac{(2) \cdot (2,2642)}{(220.000) \cdot (0,004)}$$

$$\rho_f = 0,005146$$

Pela Equação que segue, com o valor da taxa geométrica do reforço (ρ_f), é possível obter o valor da espessura necessária para que o encamisamento mantenha uma pressão mínima efetiva para o confinamento do pilar:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h)}{b \cdot h}$$

$$t_f = \frac{\rho_f \cdot (b \cdot h)}{2 \cdot (b + h)}$$

$$t_f = \frac{0,005146 \cdot (300) \cdot (300)}{2 \cdot (300 + 300)}$$

$$t_f = 0,3860 \text{ mm}$$

Como a manta de fibras de carbono tem espessura ($t_f = 0,167$ mm), são necessárias 2,31 camadas, ou seja, ($n_f = 3$) camadas de reforço. Assim, recalculando-se a pressão de confinamento para reforço com 3 camadas, tem-se:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot (3) \cdot (0,167) \cdot (300 + 300)}{(300) \cdot (300)}$$

$$\rho_f = 0,00668$$

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot (0,00668) \cdot (220.000) \cdot (0,004)$$

$$f_l = 2,9392 \text{ MPa}$$

E a pressão efetiva de confinamento fica com valor acima do mínimo necessário, como segue:

$$f_{l,eff} = (0,53) \cdot (2,9392)$$

$$f_{l,eff} = 1,5578 \text{ MPa} > 1,20 \text{ MPa}$$

RESISTÊNCIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL CONFINADA:

A resistência de cálculo da seção transversal confinada é determinada conforme segue:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,6}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,6}{1,10} \cdot \left(\frac{1,5578}{23,3333} \right)^{2/3}$$

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1,3889$$

$$f_{ccd} = 1,3889 \cdot (23,3333) = 32,4076 \text{ MPa}$$

CAPACIDADE RESISTENTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL:

A capacidade resistente para o pilar

não esbelto, solicitado à compressão centrada e reforçado com 3 camadas de manta de fibras de carbono é igual a ($N_{Rcc,d} = 3.149 \text{ kN}$), como segue:

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}]$$

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{1,10} \cdot \left[\frac{(87.188,9844) \cdot (32,4076)}{(1,472,5781) \cdot (433,3333)} \right] \cdot (0,001)$$

$$N_{Rcc,d} = 3.149 \text{ kN}$$

Pelo reforço com encamisamento completo do pilar, para valor mínimo da pressão efetiva de confinamento, a capacidade resistente axial da seção é ($N_{Rcc,d} = 3.149 \text{ kN}$), que representa, em relação a capacidade da seção sem reforço (2.430 kN), um incremento igual a 30% ($\Delta = 1,30$). Esse incremento não ultrapassa o limite de 60%, recomendado pelo CNR-DT 200 (2025), de aumento no esforço resistente em relação à seção sem reforço.

4.2 Encamisamento parcial

O objetivo é analisar qual seria o incremento obtido para a capacidade resistente da seção com o reforço do pilar em disposição parcial, adotando-se, inicialmente, espaçamento livre entre as faixas de reforço (p'_f) com o valor máximo como segue:

$$p'_f \leq 0,5 \cdot h = (0,5) \cdot (300)$$

$$p'_f = 150 \text{ mm}$$

Para o envolvimento do tipo parcial, o coeficiente de eficiência vertical do confinamento (k_v) é diferente do valor unitário e obtido, como indicado:

$$k_v = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot h} \right)^2$$

$$k_v = \left(1 - \frac{150}{(2) \cdot (300)} \right)^2$$

$$k_v = 0,5625$$

O coeficiente de eficiência do confinamento horizontal (k_h) para a seção envolvida pelo reforço permanece como sendo o mesmo valor já calculado anteriormente para o confinamento completo ($k_h = 0,53$). As fibras poliméricas são perpendiculares ao eixo do pilar e o coeficiente de eficiência da inclinação das fibras é ($k_a = 1$). Dessa forma, o coeficiente de eficiência do confinamento parcial tem valor ($k_{eff} = 0,2981$ - parcial), como esperado, bem inferior

ao obtido para o confinamento completo ($k_{eff} = 0,53$ - completo)

$$k_{eff} = (0,53) \cdot (0,5625) \cdot (1)$$

$$k_{eff} = 0,2981$$

Em função da pressão efetiva mínima de confinamento ($f_{l,eff} = 1,20 \text{ MPa}$) e do coeficiente de eficiência do confinamento ($k_{eff} = 0,2981$), tem-se o valor da pressão de confinamento (f_l):

$$f_l = \frac{1,20}{0,2981}$$

$$f_l = 4,0255 \text{ MPa}$$

A taxa geométrica de reforço necessário para o estabelecimento da pressão de confinamento ($f_l = 4,0255 \text{ MPa}$) é:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot (4,0255)}{(220.000) \cdot (0,004)}$$

$$\rho_f = 0,009149$$

A espessura do reforço (t_f) necessária para que a pressão de confinamento mínima seja considerada eficiente é calculada como segue, para a distribuição geométrica ilustrada na Figura 6, ou seja,

TABELA 3

RESULTADOS DO CONFINAMENTO PARCIAL EM FUNÇÃO DO ESPAÇAMENTO (p'_f)

p'_f	n_f	$f_{l,eff}$ (MPa)	f_{ccd} (MPa)	$N_{Rcc,d}$ (kN)
150 mm (limite)	9	1,31	31,44	3.072
112,5 mm (75%)	7	1,37	31,67	3.090
75 mm (50%)	5	1,33	31,48	3.075

FONTE: AUTOR

valor limite para o espaçamento livre entre faixas consecutivas ($p'_f = 150 \text{ mm}$), faixas com largura de ($b_f = 150 \text{ cm}$) e distanciamento entre os centros das faixas ($p_f = p'_f + b_f = 150 + 150 = 300 \text{ mm}$).

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot p_f}$$

$$t_f = \frac{b \cdot h \cdot p_f \cdot \rho_f}{2 \cdot (b + h) \cdot b_f}$$

$$t_f = \frac{(300) \cdot (300) \cdot (300) \cdot (0,009149)}{2 \cdot (300 + 300) \cdot (150)}$$

$$t_f = 1,3724 \text{ mm}$$

A espessura total ($t_f = 1,3724 \text{ mm}$) do reforço resulta em elevado número de camadas para cada uma das faixas ($n = 8,22 = 9$). Pelo Código Italiano, o uso de mais de 5 camadas não é aconselhado. Portanto, na Tabela 3, são apresentados novos resultados obtidos reduzindo-se o espaçamento entre as faixas de reforço em 75% e 50% do valor limite ($p'_f = 150 \text{ mm}$) e mantendo-se constante a largura da faixa ($b_f = 150 \text{ mm}$) e a pressão mínima efetiva do confinamento acima do valor mínimo ($f_{l,eff} = 1,20 \text{ MPa}$).

Para os valores de espaçamento livre entre faixas de reforço (p'_f), limite e 112,5 mm, o número de camadas de reforço é elevado e excede o limite recomendado pelo Código de projeto. Já, para um espaçamento de 75 mm, equivalente

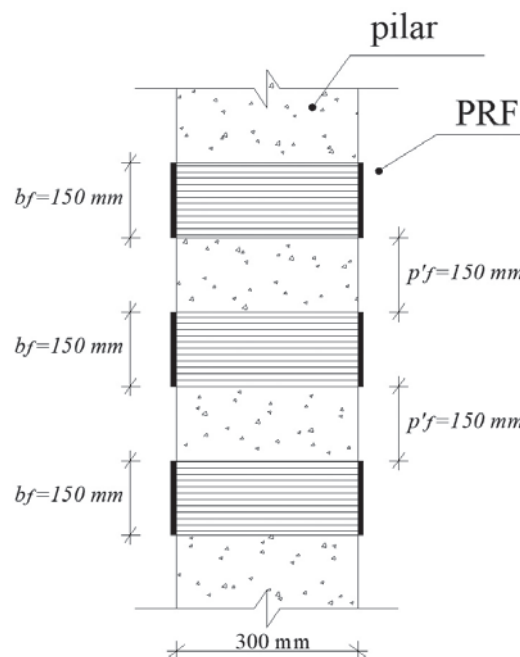


FIGURA 6

DISPOSIÇÃO DO REFORÇO POR CONFINAMENTO PARCIAL

FONTE: AUTOR

a 50% do valor limite, são necessárias 5 camadas de reforço e a capacidade resistente da seção transversal reforçada pelo confinamento parcial é ($N_{Rcc,d}=3.075$ kN), valor que representa incremento de 27% ($\Delta = 1,27$) em relação a seção sem reforço, mesma ordem de magnitude para o reforço pelo confinamento completo com 3 camadas ($N_{Rcc,d} = 3.149$ kN).

Importante mencionar que a solução obtida pelo reforço do tipo parcial aponta para uma viabilidade econômica em relação ao reforço contínuo. Mesmo com pequeno distanciamento livre entre faixas (75 mm), para cada metro de comprimento do pilar, tem-se uma economia de manta de PRF de $1,80 \text{ m}^2$.

5. CONCLUSÕES

O artigo apresentou e discutiu o tema do reforço de pilares de concreto pelo confinamento com polímeros reforçados com fibras do tipo parcial. A metodologia de cálculo do Código Italiano de projeto CNR-DT 200 R2 (2025) foi analisada para comparações com resultados experimentais de pilares reforçados e empregada para análise da capacidade resistente de pilar de concreto armado de seção quadrada. Seguem as conclusões obtidas:

- O modelo teórico tem boa precisão e uma desvantagem pela superestimativa da capacidade resistente dos pilares reforçados parcialmente;
- A exatidão do modelo é mais acentuada para casos em que o

confinamento é eficiente e resulta em resposta ascendente pós-fissuração do concreto;

- Para a seção quadrada analisada e considerando-se atendimento à pressão mínima de confinamento, foi necessária maior quantidade de camadas de reforço para o confinamento parcial em relação ao completo;
- Os incrementos na capacidade resistente da seção reforçada, em relação a seção original, foram estimados em 30% para envolvimento completo e, em 27% para envolvimento parcial com 5 camadas de reforço de PRF;
- Para o reforço parcial com 5 camadas, foi necessário reduzir o espaçamento livre entre as faixas em 50% do valor limite. ☹

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI PRC-440.2-17. Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer FRP Systems for Strengthening Concrete Structures - Guide. November, 2023.
- [2] AULES, W. A.; RAOOF, S. M. Effect of shape modification on the confinement effectiveness of CFRP strengthened square concrete compression members: experimental study. *Case Studies in Construction Materials*, 15, 2021.
- [3] CNR-DT 200 R2, 2025. Guidelines for the Design, Execution, and Inspection of Structural Strengthening Interventions Using Fiber-Reinforced Composites. Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italy, 2025.
- [4] FERRARI, V. J. Capacidade de pilar em flexo-compressão reforçado por confinamento polimérico. *Concreto & Construções*, ed. 121, jan-mar, 2026.
- [5] FIB-90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. The International Federation for Structural Concrete. Lausanne, Switzerland, 2019.
- [6] GUO, Y. C.; GAO, W. Y.; ZENG, J. J.; DUAN, Z. J.; NI, X. -Y.; PENG, K. -D. Compressive behavior of FRP ring-confined concrete in circular columns: Effects of specimen size and a new design-oriented stress-strain model. *Construction and Building Materials*, v. 201, 2019.
- [7] MAI, A. D. et al. Influence of the location of CFRP strips on the behaviour of partially wrapped square reinforced concrete columns under axial compression. *Structures*, n. 15, 2018.
- [8] SHAN, B.; GUI, F. C.; MONTI, G. XIAO, Y. Effectiveness of CFRP confinement and compressive strength of square concrete columns. *Journal of Composites for Construction*, v. 23, n. 6, 2019.
- [10] SHAYANFAR et al. Strength model for FRP-confined concrete: comprehensive database and reliability-based partial factor calibration, *Journal of Composites for Construction*, v. 30, n. 2, 2026.
- [11] TENG, J. G.; HU, Y. M.; YU, T. Stress-strain model for concrete in FRP-confined steel tubular columns. *Engineering Structures*, v. 49, p. 156-167, 2013.
- [12] YANG, J. et al. Behavior of CFRP partially wrapped square seawater sea-sand concrete columns under axial compression, *Engineering Structures*, v. 222, 2020.
- [13] ZENG, J. -J. et al. Behavior of partially and fully FRP-confined circularized square columns under axial compression. *Construction and Building Materials*, 152, 2017.
- [14] ZENG, J. -J. et al. Stress-strain behavior of concrete in circular concrete columns partially wrapped with FRP strips. *Composite Structures*, v. 200, 2018.
- [15] WANG, W. et al. Ultimate strain prediction of partially FRP confined concrete considering strain localization. *Construction and Building Materials*, 346, 2022.

Colaboração da armadura transversal na região de traspasse

RAFAEL DA ROCHA BERBEL - ENG - (raroachaberbel@hotmail.com) - <https://orcid.org/0009-0004-9570-4592> ;
MATHEUS MARQUESI - ENG. — HMNC Engenharia

RESUMO

A ANÁLISE DOS CRITÉRIOS DE CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM E DAS EMENDAS POR TRASPASSE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO É APRESENTADA COM BASE NAS NORMAS ABNT NBR 6118:2026, ACI 318-25 E EUROCODE 2:2023. O ESTUDO ENFATIZA A CONTRIBUIÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL NA REGIÃO DE TRASPASSE, ESPECIALMENTE QUANTO AOS EFEITOS DE CONFINAMENTO E AO CONTROLE DO FENDILHAMENTO. POR MEIO DE REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ANÁLISES, VERIFICAM-SE DIFERENÇAS ENTRE OS MODELOS NORMATIVOS, DESTACANDO-SE A CONSIDERAÇÃO MAIS EXPLÍCITA DA ARMADURA TRANSVERSAL NAS NORMAS INTERNACIONAIS. OS RESULTADOS MOSTRAM QUE A NBR 6118:2026 RESULTA NOS MAIORES COMPRIMENTOS DE TRASPASSE POR NÃO INCORPORAR O EFEITO DO CONFINAMENTO, ENQUANTO O ACI 318-25 E O EUROCODE 2:2023 APRESENTAM REDUÇÕES PROGRESSIVAS COM O AUMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL. CONCLUI-SE QUE A CONSIDERAÇÃO EXPLÍCITA DO CONFINAMENTO CONSTITUI MECANISMO EFICAZ PARA REDUZIR OS COMPRIMENTOS DE TRASPASSE SEM COMPROMETER A SEGURANÇA ESTRUTURAL, EVIDENCIANDO POTENCIAL DE APRIMORAMENTO DA NBR 6118 NESSE ASPECTO.

PALAVRAS-CHAVE: EMENDA POR TRASPASSE, ARMADURA TRANSVERSAL, CONCRETO ARMADO, ADERÊNCIA, ANCORAGEM.

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é amplamente empregado na engenharia civil devido à sua versatilidade, resistência e viabilidade econômica, sendo o desempenho estrutural diretamente condicionado à adequada interação entre o aço e o concreto. Nesse contexto, a transferência de esforços por aderência assume papel fundamental, especialmente nas regiões de ancoragem e emendas por traspasse das barras de armadura. O comportamento inadequado nessas regiões pode levar ao surgimento

de fissuras excessivas, perda de capacidade resistente e comprometimento da segurança estrutural.

A aderência entre aço e concreto resulta da combinação de mecanismos físicos distintos, incluindo adesão, atrito e engrenamento mecânico, sendo influenciada por fatores como resistência do concreto, geometria das barras, condições de execução e nível de confinamento proporcionado pela armadura transversal.

A contribuição da armadura transversal tem sido reconhecida como um dos principais fatores de aumento da resistência de aderência. Estudos experimentais conduzidos por Giuriani *et al.* (1998) evidenciam uma relação aproximadamente linear entre a área de armadura transversal que intercepta o plano de fendilhamento e o aumento da capacidade resistente da ancoragem. Esses resultados fundamentaram o desenvolvimento de modelos baseados em parâmetros de confinamento, os quais foram incorporados às normas internacionais.

O efeito de confinamento tem sido progressivamente incorporado às normas internacionais, como o ACI 318 e o Eurocode 2, que consideram de forma mais direta a influência da armadura transversal no dimensionamento dos comprimentos de ancoragem e de traspasse.

No cenário brasileiro, a norma ABNT NBR 6118:2026 estabelece critérios consolidados para o dimensionamento dessas regiões, porém com abordagem ainda simplificada quanto à consideração dos efeitos de confinamento. Essa limitação pode conduzir a soluções excessivamente conservadoras, caracterizadas pela adoção de comprimentos de traspasse superiores aos efetivamente necessários, impactando o consumo de materiais e a eficiência global dos projetos estruturais.

A análise comparativa entre diferentes abordagens normativas permite identificar lacunas e oportunidades de aprimoramento nos procedimentos de dimensionamento adotados no país. Nesse sentido, a investigação da contribuição da armadura transversal na região de traspasse mostra-se relevante para o desenvolvimento de modelos mais representativos do comportamento estrutural, capazes de conciliar segurança e racionalização de recursos.

A incorporação mais precisa desses efeitos pode resultar em benefícios importantes sob múltiplos aspectos. Do ponto de vista técnico, contribui para o aperfeiçoamento dos critérios de projeto e para maior aderência entre modelo teórico e comportamento real. Sob o aspecto econômico, possibilita a redução do consumo de aço e a otimização das soluções estruturais. Adicionalmente, promove o avanço do conhecimento e o fortalecimento das práticas de engenharia, ampliando a capacidade de inovação e desenvolvimento no contexto nacional.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1 Influência do confinamento nos modelos normativos

A influência do confinamento promovido pela armadura transversal no comportamento da aderência aço-concreto reflete-se diretamente nos modelos de cálculo dos comprimentos de ancoragem e de traspasse adotados por diferentes normas. Os diferentes códigos de projeto adotam abordagens distintas para representar esses fenômenos, variando desde formulações mais simplificadas, baseadas em coeficientes globais, até modelos que incorporam explicitamente parâmetros associados ao confinamento e ao controle

do fendilhamento. Tais diferenças refletem não apenas a evolução do conhecimento técnico, mas também distintos critérios de segurança e calibração normativa.

Nesse contexto, a análise dos modelos de cálculo torna-se fundamental para compreender como cada norma considera, de forma explícita ou implícita, a contribuição da armadura transversal na região de traspasse. Nos subcapítulos que seguem, são apresentados os critérios adotados pelas normas ABNT NBR 6118:2026, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023, com ênfase nos parâmetros relacionados ao confinamento e suas implicações no dimensionamento estrutural.

2.1.1 NBR 6118:2026

Na NBR 6118:2026, o comprimento de ancoragem básico é definido a partir da resistência de aderência de cálculo, sem a inclusão explícita de parâmetros que representem o confinamento pela armadura transversal. De forma geral, tem-se segundo a equação 1:

$$[1] \quad l_b = \frac{\varphi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25\varnothing$$

Onde:

$\varnothing$ é o diâmetro da barra;

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço, e é obtido a partir de coeficientes que consideram condições de aderência, posição da barra e resistência a tração do concreto.

O valor de l_b é definido pela NBR 6118 como “comprimento de ancoragem básico”, isto é, o comprimento reto necessário para uma barra de armadura passiva ancorar a força limite $A_s \times f_{yd}$, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

A norma define o “comprimento de ancoragem necessário” ($l_{b,nec}$), que leva em consideração a existência ou não de gancho e a relação entre a armadura calculada ($A_{s,calc}$) e a armadura efetivamente disposta ($A_{s,ef}$), cujo segundo a equação 2, o valor é:

$$[2] \quad l_{b,nec} = a \cdot l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Onde:

a vale 0,7 para barras com gancho e 1,0 para barras sem gancho.

Observa-se que, nessas formulações, o confinamento obtido pela armadura transversal não é considerado. Porém, para o cálculo de emenda por traspasse, a norma brasileira conta com um coeficiente majorador do comprimento (α_{ot}), que varia de acordo com a quantidade de barras emendadas na mesma seção, conforme a equação 3:

$$[3] \quad l_{ot} = \alpha_{ot} \cdot l_{b,nec} \geq l_{ot,min}$$

Para seções onde há mais de 50% das barras emendadas, esse coeficiente vale 2, independente de outros fatores como o próprio confinamento devido à armadura transversal. Inclusive, vale para elementos tanto com alguma armadura transversal na região de traspasse quanto em elementos que geralmente não utilizam armadura transversal, como lajes, por exemplo.

Dessa forma, os efeitos do confinamento são considerados apenas de maneira indireta, por meio de coeficientes globais.

2.1.2 ACI 318-25

No ACI 318-25, o comprimento de desenvolvimento em tração incorpora diretamente parâmetros relacionados ao confinamento, conforme equação 4:

$$[4] \quad l_d = \left(\frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Onde:

f_y é o limite de escoamento especificado para armadura;

os parâmetros λ e ψ são obtidos a partir da tabela 25.4.2.5 do ACI 318-25;

a raiz do f_c' é a resistência a tração do concreto;

e K_{tr} representa a contribuição da armadura transversal, sendo função da área, espaçamento e disposição dos estribos. O termo $(c_b + K_{tr})/d_b$ expressa diretamente o efeito combinado do cobrimento e do confinamento, evidenciando que o aumento da armadura transversal reduz o comprimento necessário para o desenvolvimento da aderência.

A variável “ c_b ” é um fator que representa o mínimo entre os valores de distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face lateral do concreto, distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face inferior do concreto, ou metade do espaçamento entre centro das barras, conforme imagem da Figura 1.

A Figura 1 relaciona o plano de ruptura de traspasse com a armadura transversal, o qual pode ocorrer horizontalmente ou verticalmente dependendo de qual plano tem o menor cobrimento. A armadura transversal é a variável A_{tr} , que é utilizada para o cálculo do fator K_{tr} .

O fator “ K_{tr} ” representa a contribuição da armadura transversal, e é calculado conforme apresenta a equação 5:

$$[5] \quad K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s n}$$

Onde:

“ s ” é o espaçamento das barras longitudinais centro-centro, que, no caso, é obtido pelo detalhamento da seção transversal. A variável “ n ” não é automaticamente o total de barras traspassadas, e sim o número de barras que o plano crítico de

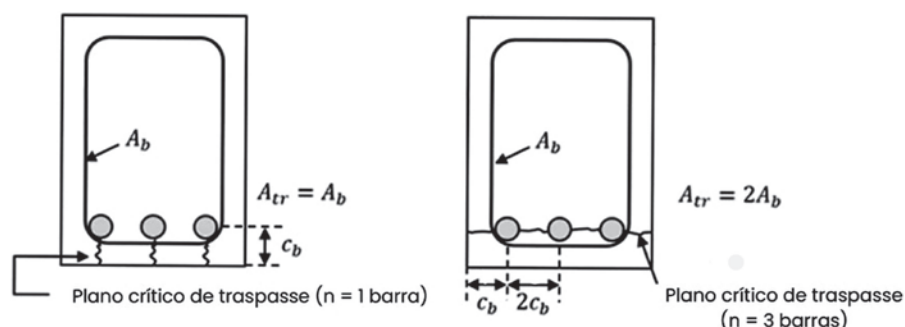


FIGURA 1

DESENHO ESQUEMÁTICO EXPLICATIVO SOBRE O CB E ATR

FONTE: AUTOR (2026)

traspasse passa. Por exemplo, se o plano crítico de traspasse for vertical, n será igual a 1, porém se for horizontal, n será o total de barras presentes na mesma camada.

Já o “ A_{tr} ” é definido pelo ACI 318-25 como a área total de armadura transversal efetiva que envolve o plano de ruptura ou plano crítico de traspasse de uma seção transversal. Seu valor influencia diretamente o termo e , e, portanto, o comprimento de ancoragem ou de traspasse necessário segundo o ACI 318-25. Quanto maior o e , maior é o confinamento e menor será o comprimento de ancoragem exigido.

Antes o ACI 318 incluía no cálculo do K_{tr} a resistência de escoamento da armadura transversal, e atualmente a equação inclui apenas a área de aço, o espaçamento das armaduras transversais, e o número de barras traspassadas ou ancoradas dentro do mesmo estribo. Isso ocorre porque ensaios experimentais demonstram que a armadura transversal raramente atinge o escoamento durante uma falha de ancoragem. (AZIZINAMINI *et al.*, 1999).

Do ponto de vista prático, o aumento do K_{tr} reduz o comprimento de ancoragem necessário ($l_{d,s}$), já que o confinamento adicional proporciona maior resistência ao arrancamento. Esse efeito torna-se mais pronunciado em regiões com elevada densidade de armadura transversal próximas à armadura longitudinal. Por outro lado, quando o confinamento é insuficiente, por exemplo, em regiões de pouca armadura transversal, o valor de K_{tr} tende a zero, e o comprimento de ancoragem necessário aumenta.

2.1.3 EUROCODE 2:2023

O Eurocode 2:2023 define o comprimento de ancoragem básico com base na resistência de aderência de cálculo, segundo a equação 6:

$$[6] \quad l_{bd,rqd} = \frac{\varphi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Onde:

φ é o diâmetro da barra,

σ_{sd} é a tensão de escoamento da barra;

e f_{bd} leva em consideração as condições de aderência e o diâmetro da barra. Embora a formulação básica seja semelhante à da NBR 6118, o Eurocode permite ajustes mais refinados para o cálculo do comprimento

TABELA 1

VALORES DOS COEFICIENTES α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , E α_5 (TABELA 8.2 EUROCODE 2:2023)

Fator de influência	Tipo de ancoragem	Em tração	Em compressão
Formato da barra	Reta	$\alpha_1 = 1$	$\alpha_1 = 1$
	Outras	$\alpha_1 = 0,7$	$\alpha_1 = 1$
Cobrimento	Reta	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (cd - \emptyset) / \emptyset$ $> = 0,7$ $< = 1$	$\alpha_2 = 1$
	Outras	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (cd - 3\emptyset) / \emptyset$ $> = 0,7$ $< = 1$	
Confinada por barra transversal não soldada	Todos os tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $> = 0,7$ $< = 1$	$\alpha_3 = 1$
Confinada por barra transversal soldada	Todos os tipos	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinada por pressão transversal	Todos os tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $> = 0,7$ $< = 1$	—

FONTE: EUROCODE 2:2023

de ancoragem necessário, conforme a equação 7.

$$[7] \quad l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_b, r q d \geq l_{b, min}$$

Onde:

os coeficientes α são obtidos através de parâmetros da tabela Tabela 8.2 do Eurocode 2:2023, sendo o α_3 o fator que considera o confinamento por meio de barra transversal. Conforme Tabela 1.

O fator λ presente na Tabela 1 é calculado pela equação 8:

$$[8] \quad \lambda = \frac{\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st, min}}{A_s}$$

Onde:

A_{st} é a área de aço da armadura transversal ao longo do comprimento de ancoragem; e $A_{st, min}$ é a área de aço da armadura mínima transversal, a qual é igual a $0,25 \times A_s$ (A_s é a área de aço de uma das barras ancoradas) para vigas e igual a 0 para lajes.

O fator K representa a posição da barra em relação a armadura transversal, é apresentado na Figura 2.

Para o cálculo do comprimento necessário de traspasse o Eurocode utiliza o coeficiente α_6 e não utiliza o α_4 ,

portanto, sendo calculado de acordo com a equação 9:

$$[9] \quad l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_b, r q d \geq l_0, min$$

Onde:

o coeficiente α_6 leva em consideração a porcentagem de barras traspassadas na mesma seção.

2.2 Comparação dos modelos

A análise comparativa evidencia diferenças significativas entre os comprimentos de traspasse obtidos pelas três normas investigadas. Nos estudos desenvolvidos, o Eurocode 2 apresentou o menor comprimento de emenda, seguido pelo ACI 318 e, por último, pela NBR 6118. Essa hierarquização decorre de abordagens distintas adotadas por cada documento normativo.

O Eurocode tem resultados de resistência de aderência equivalente ao da

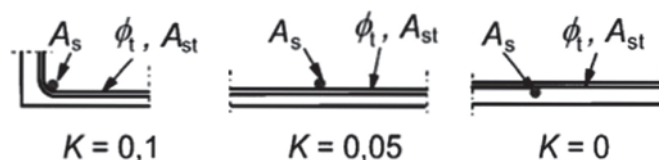


FIGURA 2

VALORES PARA O FATOR K PARA VIGAS E LAJES

FONTE: EUROCODE 2:2023

TABELA 2

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Aspecto analisado	Eurocode 2:2023	ACI 318-25	NBR 6118:2026
Formulação	$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_b, \text{reqd} \geq l_0, \text{min}$	$l_d = \left(\frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{(cb + K_{tr})} \right) db$	$l_0 t = \alpha_0 t \cdot l_b, \text{nec} \geq l_0 t, \text{min}$
Consideração do confinamento por estribos	Implícita, via coeficiente α_3 e parâmetros de posição das barras.	Explícita pelo parâmetro K_{tr} , que reduz o l_d quando há armadura transversal eficiente.	Não possui redutor equivalente.
Consideração do cobrimento das barras na região	Implícita, via coeficiente α_2 .	Explícita pelo parâmetro cb , que reduz o l_d quando há um grande cobrimento na região.	Não possui redutor equivalente.
Penalização por grandes percentuais de barras emendadas	Moderada; permite até 100% em uma camada com 50% de acréscimo no comprimento.	Baixa; depende da classe de traspasse, sendo no máximo 30% de acréscimo.	Alta; uso do coeficiente α_{dt} aumenta em 100% o l_0 quando mais de 50% das barras são emendadas.
Valores mínimos prescritos	Moderados; geralmente inferiores aos da NBR devido ao α_6 ser inferior ao α_{dt} .	Intermediários; vale sempre 30 cm	Elevados, frequentemente determinados pelo uso do coeficiente α_{dt} .

FONTE: AUTOR (2026)

NBR 6118:2026, porém elas se diferem a partir da formulação final do comprimento de traspasse, onde o Eurocode possui sua formulação baseada em coeficientes α , onde o coeficiente que leva em consideração a porcentagem de barras emendadas na mesma seção (α_6) é 25% menor em relação ao coeficiente similar utilizado na NBR 6118:2026, o coeficiente α_{dt} .

Além disso, possui um coeficiente (α_2) que considera o cobrimento na região de traspasse, bem como o coeficiente α_3 , responsável por representar o efeito de confinamento promovido pela armadura transversal. Esses mecanismos não são contemplados explicitamente pela NBR 6118:2026, resultando em comprimentos de traspasse significativamente superiores.

O ACI 318, embora mais conservador que o Eurocode, incorpora explicitamente o efeito do confinamento por meio do parâmetro “ K_{tr} ”, e do cobrimento na região de traspasse por meio do parâmetro “ cb ”, o que reduz o comprimento necessário quando há estribos efetivos ao longo da região da emenda, e cobrimentos generosos, conduzindo a valores intermediários.

Já a NBR 6118 apresenta os maiores comprimentos devido à combinação de fatores mais restritivos, como o coeficiente α_{dt} aplicado quando as barras

são emendadas em uma mesma seção e a ausência de um redutor de confinamento equivalente ao K_{tr} do ACI, ou o α_2 e α_3 do Eurocode. Além de possuir valores mínimos normativos mais elevados. Dessa forma, os comprimentos de traspasse calculados refletem diretamente o nível de conservadorismo e a filosofia de segurança adotados por cada código.

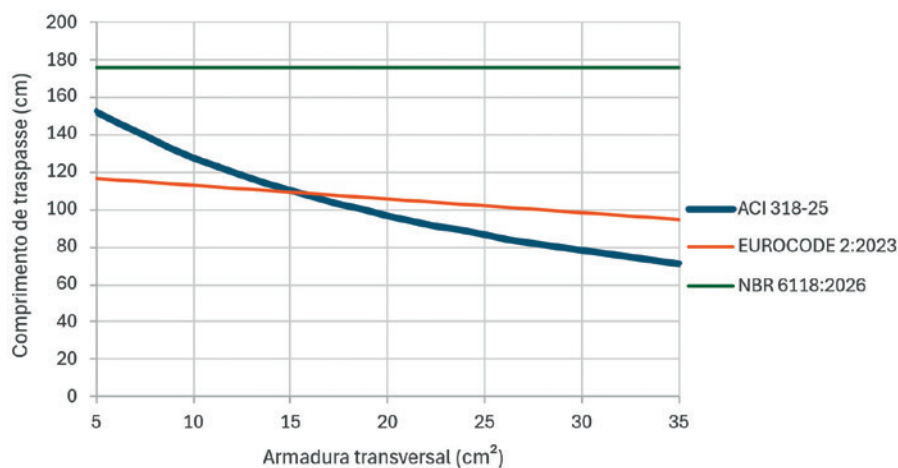


FIGURA 3

GRÁFICO ARMADURA TRANSVERSAL X COMPRIMENTO DE TRASPASSE

FONTE: AUTOR (2026)

A Tabela 2 compara de forma direta as diferenças principais entre cada modelo normativo.

2.2.1 ARMADURA TRANSVERSAL X COMPRIMENTO DE TRASPASSE

O gráfico apresentado na Figura 3 foi elaborado com base nas expressões de cálculo de comprimento de traspasse do ACI 318-25, Eurocode 2:2023 e NBR 6118:2026, considerando uma barra de diâmetro nominal de 32 mm, concreto com resistência característica à compressão, aço de alta aderência com tensão de escoamento, estribos de diâmetro 12,5 mm e espaçamento das barras longitudinais de 10 cm, envolvendo 17 barras longitudinais no mesmo plano de ruptura.

Do ponto de vista teórico, o aumento da quantidade de ramos nos estribos ou o aumento do diâmetro de sua bitola poderiam alterar o arranjo geométrico da armadura (conforme representado na Figura 1), considerando que a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face lateral do concreto seria metade do espaçamento entre as barras longitudinais. Porém, para realizar uma comparação simplificada, foi considerado que esses parâmetros não mudariam, dessa forma é possível realizar um gráfico que se aproxima do que aconteceria na prática.

O gráfico da Figura 3 evidencia a relação inversamente proporcional entre a área de armadura transversal efetiva e o

comprimento de traspasse para as normas ACI 318-25 e Eurocode 2:2023. O gráfico também evidencia que a NBR 6118:2026 não considera explicitamente o efeito do confinamento na região de traspasse, sendo mais conservador nesse quesito.

Para as normas ACI 318-25 e Eurocode 2:2023, à medida que o valor da área de armadura transversal aumenta, o confinamento do concreto também cresce, resultando em uma redução do comprimento necessário para o desenvolvimento completo da força de aderência.

Essa tendência demonstra o papel fundamental da armadura transversal no controle do fendilhamento e na melhoria da transferência de esforços entre o aço e o concreto, sobretudo em regiões de altas tensões de ancoragem.

Fisicamente, o aumento da área de armadura transversal restringe a abertura das fissuras de tração que se formam paralelamente ao plano crítico de traspasse, eleva a resistência à fissuração e permite uma maior mobilização da resistência de aderência do concreto. Assim, o concreto confinado pelo estribo passa a se comportar de maneira mais dúctil, mantendo a integridade mesmo sob tensões elevadas de tração nas barras.

Observa-se no gráfico da Figura 3 que, para o ACI 318-25, quando há valores baixos de área, de armadura transversal, o comprimento de traspasse cresce de forma expressiva, uma vez que o confinamento é

insuficiente para limitar o fendilhamento. À medida que este aumenta, a curva tende a se estabilizar, indicando que há um ponto de saturação do confinamento, no qual aumentos adicionais de armadura transversal geram ganhos marginais na redução do comprimento de ancoragem. Esse comportamento não linear é coerente, pois o ganho de eficiência do confinamento é mais acentuado nas primeiras adições de armadura transversal.

Já para o Eurocode 2:2023, esse comportamento é linear e limitado, já que o coeficiente a_3 está compreendido entre 0,7 e 1.

Sendo assim, o gráfico permite compreender a importância do detalhamento adequado das armaduras transversais nas regiões de emenda e ancoragem, já que o emprego de um confinamento eficiente possibilita reduzir significativamente os comprimentos de traspasse, consequentemente reduzindo a interferência entre emendas, otimizando o arranjo das armaduras e diminuindo os custos.

O comportamento apresentado no gráfico da Figura 3 é consistente com resultados experimentais realizados por Plizzari, Deldossi e Massimo (1998), pois demonstraram que o aumento da armadura transversal promove incremento da resistência de aderência e da capacidade de ancoragem das barras, em decorrência do maior confinamento do concreto e do controle da propagação das fissuras de fendilhamento. Os autores observaram ain-

da que esse ganho tende a apresentar uma estabilização para elevados níveis de confinamento, indicando a existência de um limite a partir do qual acréscimos adicionais de armadura transversal produzem benefícios marginais. Resultados semelhantes foram posteriormente discutidos por Giuriani *et al.* (1998), que verificaram boa correlação entre a capacidade resistente observada experimentalmente e parâmetros de confinamento baseados na armadura transversal. Dessa forma, as tendências observadas nas curvas obtidas a partir das formulações normativas são compatíveis com o comportamento experimental previamente reportado na literatura.

2.2.2 NÚMERO DE BARRAS CONFINADAS X COMPRIMENTO DE TRASPASSE

Além da área de armadura transversal efetiva, outro parâmetro que exerce influência no comprimento de traspasse das barras é o número de barras confinadas por cada estribo ou elemento transversal. Esse parâmetro está diretamente relacionado à distribuição do efeito de confinamento promovido pela armadura transversal entre as barras longitudinais que compartilham o mesmo estribo.

De acordo com o ACI 318-25, o coeficiente de confinamento é calculado pela equação 10:

$$[10] \quad K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s \cdot n}$$

Observa-se que o número de barras confinadas aparece no denominador da expressão, indicando que quanto maior o número de barras confinadas por um mesmo estribo, menor será o confinamento efetivo por barra, e, portanto, maior o comprimento de traspasse necessário.

No gráfico apresentado na Figura 4, apresenta-se a variação do comprimento de traspasse em função do número de barras confinadas (n), mantendo constantes os demais parâmetros: diâmetro da barra de 32 mm, concreto com $f_{ck} = 40$ MPa, aço com $f_y = 500$ MPa, armadura transversal de 8 ramos $\varnothing 12,5$ mm (fixo) e espaçamento das barras longitudinais é variável, pois conforme aumenta-se o “ n ”, diminuiu o espaçamento. Assim como o “ cb ”, também foi considerado variável, pois conforme

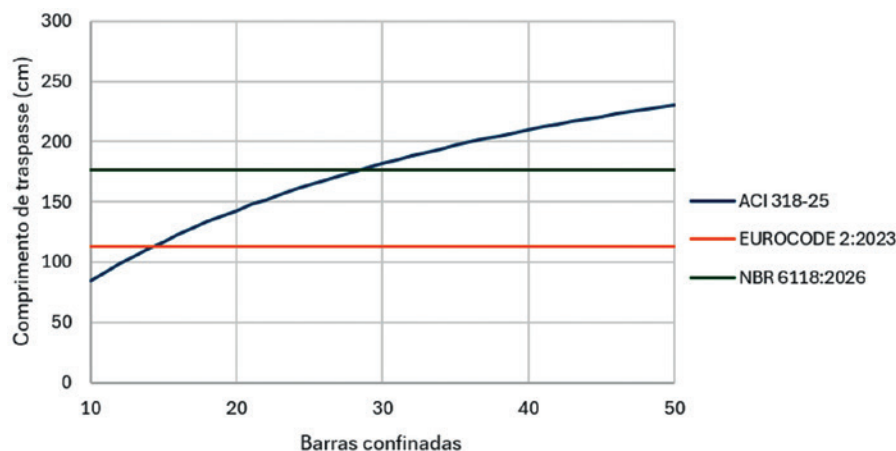


FIGURA 4

GRÁFICO COMPRIMENTO DE TRASPASSE X NÚMERO DE BARRAS CONFINADAS

FONTE: AUTOR (2026)

diminui o espaçamento entre as barras, também se diminui o cobrimento, já que nos casos utilizados para a realização do gráfico, o "cb" utilizado foi a metade do espaçamento entre as barras longitudinais.

Então a análise foi realizada com base nas expressões de ancoragem do ACI 318-25, variando o número de barras confinadas, o espaçamento das barras longitudinais e o cobrimento das barras, de modo a representar situações com diferentes densidades de armadura. Foram adicionadas ao gráfico também as curvas referentes à formulação do Eurocode 2:2023 e NBR 6118:2026, conforme o gráfico da Figura 4.

Os resultados indicam uma tendência de aumento do comprimento de traspasse, à medida que cresce o número de barras confinadas. Esse comportamento decorre do fato de que, à medida que mais barras são agrupadas sob a ação de um mesmo estribo, o confinamento do concreto se torna menos eficiente por barra individual, reduzindo a capacidade de resistência ao fendilhamento e à perda de aderência. Sob o ponto de vista físico, a capacidade de confinamento proporcionada pelo estribo passa a ser distribuída entre um número maior de barras, o que leva a uma redução da eficiência do confinamento e, conseqüentemente, a um aumento do comprimento de traspasse necessário para o pleno desenvolvimento das tensões de aderência.

O gráfico evidencia que, para o ACI 318-25, essa relação não é linear, pois para valores baixos de quantidades de barras confinadas, o acréscimo de uma ou duas barras confinadas tem maior impacto no comprimento de traspasse, enquanto para valores elevados de barras confinadas, o aumento do comprimento de traspasse

tende a se estabilizar. Esse comportamento demonstra que o efeito do compartilhamento de confinamento é mais crítico em arranjos iniciais, quando o número de barras confinadas ainda é reduzido.

Já para as normas NBR 6118:2026 e Eurocode 2:2023, esse efeito não gera mudanças no comprimento de traspasse necessário, já que não é incorporado nas formulações.

3. CONCLUSÕES

A análise comparativa dos critérios de dimensionamento das emendas por traspasse previstos na NBR 6118:2026, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023 evidenciou diferenças importantes na forma como cada norma considera os mecanismos de aderência e confinamento na região de traspasse.

Os resultados demonstraram que a NBR 6118:2026 não incorpora de forma explícita a contribuição da armadura transversal no cálculo do comprimento de traspasse, conduzindo a valores invariáveis em função do aumento do confinamento. Em contrapartida, tanto o ACI 318-25 quanto o Eurocode 2:2023 reconhecem os benefícios proporcionados pela armadura transversal, permitindo reduções no comprimento de traspasse, à medida que aumenta a capacidade de confinamento do concreto.

A análise da influência da área de armadura transversal mostrou que o aumento do confinamento promove redução do comprimento de traspasse nas formulações internacionais. No ACI 318-25, esse efeito ocorre por meio do parâmetro K_{tr} , resultando em uma resposta não linear e com tendência à estabilização para elevados níveis de confinamento. Já no Eurocode 2:2023, a redução ocorre de forma mais limitada devido às

restrições impostas ao coeficiente α_3 . Em ambos os casos, os modelos normativos atribuem à armadura transversal um efeito benéfico sobre as condições de aderência, refletido na redução dos comprimentos de traspasse calculados.

Adicionalmente, verificou-se que, segundo o modelo do ACI 318-25, o número de barras confinadas por um mesmo estribo influencia diretamente a eficiência do confinamento. À medida que aumenta a quantidade de barras compartilhando a mesma armadura transversal, reduz-se o confinamento efetivo por barra, resultando em maiores comprimentos de traspasse necessários. Esse fenômeno não é contemplado pelas formulações da NBR 6118:2026 e do Eurocode 2:2023.

As análises realizadas demonstraram que a consideração explícita do confinamento pode produzir reduções nos comprimentos de traspasse calculados, mantendo-se dentro dos critérios normativos estabelecidos por cada código analisado. As diferenças observadas entre os modelos normativos evidenciam o impacto que a escolha dos parâmetros de cálculo exerce sobre o detalhamento das armaduras e sobre a eficiência das soluções estruturais.

Os resultados obtidos demonstram que a consideração explícita do confinamento promovido pela armadura transversal constitui um mecanismo consistente para a redução dos comprimentos de traspasse, mantendo os níveis de segurança estrutural exigidos. Dessa forma, a incorporação de parâmetros específicos de confinamento em futuras revisões da NBR 6118 poderá contribuir para projetos estruturalmente mais eficientes, econômicos e alinhados às práticas adotadas pelos principais códigos internacionais. 

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-25) and Commentary. Farmington: ACI, 2025.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2026: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2026
- [3] AZIZINAMINI, A.; CHISALA, M.; GHOSH, S. K. Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. Lincoln, 1999.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2 — EN 1992-1-1: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2023.
- [5] GIURIANI, E.; PLIZZARI, G. A. Confinement Role in Anchorage Capacity. ACI SP-180, American Concrete Institute, 1998
- [6] PLIZZARI, G. A.; DELDOSSI, M. A.; MASSIMO, S. Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars. Magazine of Concrete Research, 1998.

Influência do tipo de agregado graúdo no índice esclerométrico de concretos convencionais

JULIA DE ALBUQUERQUE E SILVA - ENG^a - (enjualbuquerqueesilva@gmail.com) – **Construtora Rocha**

MARIANA CORRÊA POSTERLLI - DOUTORA/PROF^a - <https://orcid.org/0009-0006-5415-6678> ;

ELLEN CÁSSIA CUNHA SILVA - MESTRE/PROF^a - <https://orcid.org/0009-0007-0972-6085> – **UFMT**

RESUMO

OS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS CONSTITUEM FERRAMENTAS RELEVANTES PARA A AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DO CONCRETO SEM COMPROMETER SUA INTEGRIDADE. ENTRE ESSES MÉTODOS, DESTACA-SE A ESCLEROMETRIA, AMPLAMENTE UTILIZADA NA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO. ESTE TRABALHO ANALISOU A INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO GRAÚDO NO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO DE CONCRETOS PRODUZIDOS COM MATERIAIS UTILIZADOS NA REGIÃO DE BARRA DO GARÇAS-MT. FORAM AVALIADOS CONCRETOS CONFECCIONADOS COM AGREGADO BRITADO BASÁLTICO E SEIXO ROLADO, POR MEIO DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA. OS RESULTADOS INDICARAM INFLUÊNCIA DIRETA DO TRAÇO DE CONCRETO E DO TIPO DE AGREGADO NOS ÍNDICES ESCLEROMÉTRICOS. TODAVIA, A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO APRESENTOU VARIAÇÃO ESTATISTICAMENTE SIGNIFICATIVA ENTRE OS CONCRETOS ANALISADOS. ALÉM DISSO, AS CURVAS DO FABRICANTE SUBESTIMARAM A RESISTÊNCIA REAL DO CONCRETO EM ATÉ 48%, EVIDENCIANDO A INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS NOS RESULTADOS E A NECESSIDADE DE CALIBRAÇÃO LOCAL DAS CURVAS DE CORRELAÇÃO PARA ESTIMATIVAS MAIS PRECISAS DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO.

PALAVRAS-CHAVE: ESCLEROMETRIA, ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS, DUREZA SUPERFICIAL, CONTROLE TECNOLÓGICO, RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais utilizados na construção civil devido à sua versatilidade, resistência mecânica, durabilidade e viabilidade econômica, sendo empregado em obras de pequeno e grande porte, como edifícios, pontes, barragens e obras de infraestrutura (Mehta; Monteiro, 2008). O aumento da demanda por estru-

turas mais duráveis e seguras tem ampliado a necessidade de monitoramento das propriedades mecânicas do concreto ao longo da vida útil das edificações.

Quando se trata de estruturas existentes — nas quais o controle tecnológico realizado durante o processo de dosagem e produção do concreto (como a moldagem e ruptura de corpos de prova cilíndricos) não é mais aplicável —, a avaliação por meio de ensaios não destrutivos (END) tem se destacado como alternativa complementar aos métodos convencionais de controle tecnológico. Entre esses métodos convencionais, destacam-se a extração de testemunhos (corpos de prova extraídos) e os ensaios de compressão axial em laboratório, os quais, embora forneçam resultados de referência, apresentam caráter destrutivo e nem sempre são viáveis em elementos já construídos.

Nesse sentido, ensaios como a esclerometria surgem como técnica complementar, permitindo analisar as condições do material sem comprometer a integridade dos elementos estruturais, além de proporcionar maior agilidade e redução de custos nas inspeções (Bauer, 2019).

Adicionalmente, quando interpretados em conjunto com informações de projeto, histórico da estrutura, inspeção visual e, quando necessário, ensaios destrutivos ou semidestrutivos, esses métodos auxiliam na identificação de manifestações patológicas, como fissuras, segregação, carbonatação, presença de vazios e regiões de concreto degradado ou de baixa qualidade superficial, além de contribuírem para a estimativa das propriedades mecânicas do concreto em estruturas existentes (Araújo, 2018).

Entre os métodos não destrutivos mais empregados, destaca-se o ensaio de esclerometria, também conhecido como ensaio do esclerômetro de Schmidt. O método baseia-se na medição da dureza superficial do concreto a partir do índice de rebote obtido por impacto controlado na superfície do material, sendo amplamente utilizado na estimativa da resistência à compressão (Oliveira; Lage; Carvalho, 2018).

Entretanto, diversos fatores podem influenciar os resultados obtidos pelo ensaio esclerométrico, como a idade do concreto, o tipo de cimento, as condições de cura e as características dos agregados empregados na mistura (Evangelista, 2002).

Os agregados graúdos exercem influência significativa nas propriedades mecânicas do concreto, uma vez que ocupam parcela expressiva do volume da mistura e interferem diretamente na resistência, na rigidez e nas características superficiais do material endurecido.

A brita basáltica, obtida por meio de britagem de rocha ígnea, apresenta superfície rugosa e angulosa, o que favorece a aderência mecânica entre o agregado e a pasta de cimento, resultando em zonas de transição pasta-agregado mais coesas e, conseqüentemente, em concretos com maior resistência à compressão e maior dureza superficial (Mehta; Monteiro, 2008). Já o seixo rolado, de origem sedimentar e formato arredondado, com superfície lisa, apresenta menor área de contato e menor ancoragem mecânica com a pasta de cimento, o que tende a reduzir a resistência da zona de transição e, por conseqüência, a resistência à compressão do concreto para um mesmo traço, quando

comparado a agregados de superfície mais rugosa (Neville, 2016).

Essa diferença nas características superficiais e na resistência da zona de transição pasta-agregado tende a refletir-se também no índice esclerométrico, uma vez que o ensaio de esclerometria está diretamente relacionado à dureza superficial do concreto (ABNT: NBR 7584, 2012), podendo apresentar índices distintos mesmo em concretos com traços e resistências à compressão semelhantes, em função do tipo de agregado empregado. Segundo Breyse e Fernández (2013), agregados mais densos e angulares tendem a aumentar a dureza superficial do concreto, enquanto agregados arredondados e mais porosos podem reduzir os valores do índice esclerométrico.

Diante disso, e considerando a disponibilidade regional desses dois tipos de agregado em Barra do Garças - MT — sendo o seixo rolado amplamente utilizado na construção civil local devido à sua abundância em depósitos aluvionares da região, e a brita basáltica empregada como alternativa de maior qualidade mecânica —, justifica-se a escolha desses materiais para o presente estudo, de modo a avaliar comparativamente sua influência no comportamento esclerométrico dos concretos produzidos.

Para isso, foram realizados estudos de dosagem, ensaios de resistência à compressão e ensaios de esclerometria em concretos produzidos com brita basáltica e seixo rolado, buscando correlacionar os resultados obtidos e verificar possíveis interferências do agregado nos índices esclerométricos.

2. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

O ensaio de esclerometria, também denominado ensaio do esclerômetro de Schmidt, consiste na avaliação da dureza superficial do concreto por meio do índice de rebote obtido após um impacto controlado de uma esfera de 10 mm aplicado na superfície do material. O método fundamenta-se no princípio de choque entre dois corpos, no qual parte da energia aplicada pelo martelo é recuperada em forma de rebote, sendo esse valor relacionado à dureza superficial do concreto e, consequentemente, à sua resistência à compressão. A relação entre a leitura obtida e a resistência mecânica se dá através de curvas de correlação entre a resistência

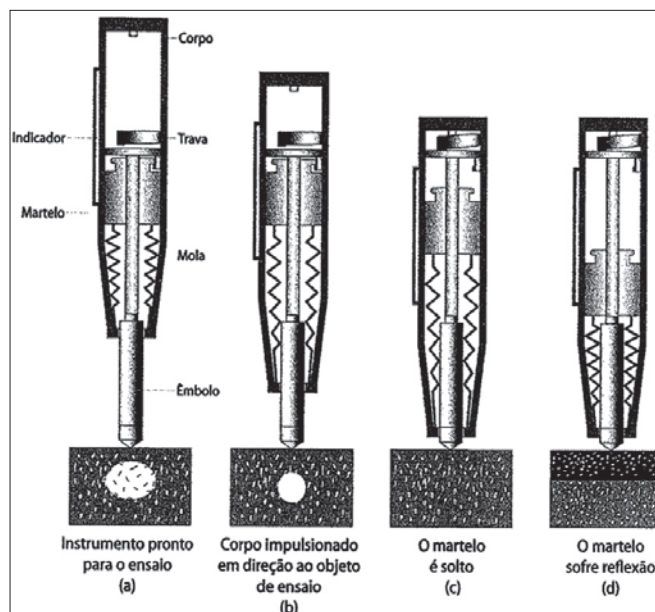


FIGURA 1

DIAGRAMA ESQUEMÁTICO ILUSTRANDO A OPERAÇÃO DO ESCLERÔMETRO

FONTE: METHA E MONTEIRO (2008)

à compressão e o índice esclerométrico (Bauer, 2019).

De acordo com a NBR 7584 (ABNT, 2012), o ensaio tem início com a verificação do esclerômetro, devendo ser aferido antes de sua utilização ou a cada 300 impactos realizados na mesma inspeção. Este procedimento inicia-se com o manuseio da bigorna de aço, sendo necessários, no mínimo, 10 impactos sobre ela, a cada verificação. Quando, nesses impactos, for atingido o índice esclerométrico médio menor que 75, o esclerômetro não poderá ser empregado e deverá ser calibrado.

Segundo Metha e Monteiro (2008), após essa verificação, o início do ensaio é instaurado quando o êmbolo é posicionado perpendicularmente em contato com a superfície do concreto. Assim, em seguida, o corpo externo do esclerômetro é pressionado lentamente e perpendicularmente contra a superfície, estendendo a mola. A trava é acionada quando a mola está estendida, e o martelo se move em direção à superfície. Ao chocar-se com o êmbolo, o martelo sofre um recuo, cujo valor é registrado, sendo definido o índice esclerométrico, conforme a Figura 1.

Estudos ressaltam que são muitos os fatores que podem causar interferência

na esclerometria. Mehta e Monteiro (2008) destacam alguns como dosagem do concreto, uniformidade da superfície, condição de umidade, carbonatação superficial e localização do êmbolo. Além desses, outros autores apontam fatores como o tipo e teor de agregado empregado, a idade do concreto, a temperatura da superfície ensaiada, o tipo de cura e a presença de armadura próxima à superfície como elementos que também podem influenciar significativamente

os resultados do ensaio (Evangelista, 2002; Malhotra). Neville (2016) ainda ressalta que a direção de aplicação do esclerômetro (horizontal, vertical ou inclinada) interfere no índice esclerométrico obtido, sendo necessária a aplicação de fatores de correção específicos para cada orientação, conforme indicado pelo próprio fabricante do equipamento ou pela norma vigente.

Dessa forma, a NBR 7584 (ABNT, 2012) direciona que, na realização do ensaio esclerométrico, deve-se evitar superfícies irregulares, ásperas ou curvas, uma vez que superfícies como essas interferem na distribuição do impacto do esclerômetro, comprometendo a precisão dos resultados obtidos.

3. METODOLOGIA

A metodologia experimental desta pesquisa foi conduzida nos Laboratórios de Materiais de Construção, Mecânica dos Solos e Estruturas da Universidade Federal de Mato Grosso - Campus Universitário do Araguaia (UFMT-CUA). Foram realizados ensaios de caracterização dos materiais, produção e moldagem dos corpos de prova, além dos ensaios de resistência à compressão e de esclerometria.



FIGURA 2

AGREGADOS GRAÚDOS UTILIZADOS: (A) BRITA BASÁLTICA; (B) SEIXO ROLADO

3.1 Materiais e caracterização

Os materiais empregados na produção dos concretos foram selecionados com base na disponibilidade comercial e na ampla utilização na região de Barra do Garças-MT. Utilizou-se cimento Portland CP II-F-32, agregado miúdo natural de origem fluvial e composição silicosa, classificado como areia média, brita basáltica proveniente da região de Rio Verde-GO e seixo rolado extraído da região de Barra do Garças-MT.

A caracterização dos agregados miúdo e graúdo foi conduzida conforme a NBR 17054 (ABNT, 2022), a NBR 16916 (ABNT, 2021) e a NBR 16917 (ABNT, 2021). Os ensaios contemplaram análise granulométrica, determinação da densidade nas condições seca e saturada de superfície seca e absorção de água. Para os agregados graúdos foram avaliados dois materiais distintos: brita basáltica e seixo rolado, apresentados na Figura 2.

A massa específica do cimento foi determinada conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017), utilizando o frasco de Le Chatelier e o querosene como líquido não reagente.

3.2 Dosagem dos concretos

A dosagem dos concretos foi realizada com base no método experimental proposto pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT/EPUSP), conforme Tutikian e Helene (2011). Inicialmente, foram definidos os parâmetros de consistência e teor de argamassa, visando obter uma mistura de concreto que atendesse aos requisitos mínimos de resistência e com o menor custo possível,

lançamento e adensamento para ambos os agregados graúdos estudados. Com o teor de argamassa estabelecido, foram efetuados os três traços de concreto com proporções em massa de 1:3,5, 1:5 e 1:6,5, correspondendo aos traços pobre, médio e rico, respectivamente.

Posteriormente, definiu-se o traço de referência visando à resistência característica à compressão de aproximadamente 30 MPa, correspondente à classe C30. O traço do concreto calculado para a pedra britada e para o seixo rolado, apresentou, em proporção em massa, 1:2,30:2,70. A Tabela 1 apresenta o consumo dos materiais empregados na produção dos concretos.

Durante a concretagem, houve a necessidade de aplicação gradual de aditivo químico plastificante na produção das amostras com pedra britada, com valores de aproximadamente 85,3 g de plastificante para o

avaliando aspectos também de consistência e trabalhabilidade do concreto, conforme a norma NBR 16889 (ABNT, 2020).

Após ajustes experimentais, adotou-se teor de argamassa de 55%, valor que proporcionou condições adequadas de

TABELA 1

CONSUMO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS CONCRETOS

Componentes	Traço [kg/m ³]		
	Pobre	Médio	Rico
Cimento	333,06	383,22	521,97
Agregado miúdo	1032,51	881,38	782,96
Agregado graúdo	1132,52	1016,95	1043,94
Água	211,14	179,07	204,15

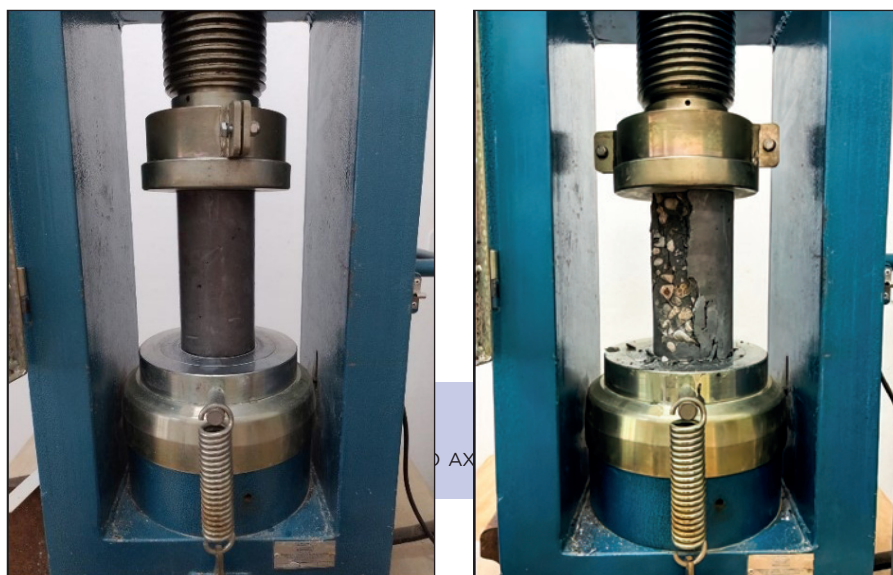


FIGURA 3

ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS

traço médio e 52,2 g para o traço rico. Essa necessidade está diretamente relacionada ao formato angular e à textura superficial rugosa da brita, características que, conforme discutido anteriormente, aumentam o atrito interno entre as partículas e reduzem a trabalhabilidade da mistura em comparação ao seixo rolado, de formato arredondado e superfície lisa. O uso do aditivo, exclusivamente nos traços com pedra britada, teve como objetivo aumentar a trabalhabilidade sem a necessidade de acréscimo adicional de água, visto que, durante o processo experimental,

avaliou-se a necessidade de melhorar a trabalhabilidade do material. Cabe destacar que o uso do aditivo plastificante não interfere nas leituras de resistência mecânica do concreto, uma vez que sua função está associada à melhoria da dispersão das partículas de cimento e à redução do atrito interno da mistura, sem alterar a relação água/cimento ou comprometer os produtos de hidratação responsáveis pelo ganho de resistência. Dessa forma, embora o uso do aditivo tenha sido uma variável diversa entre os traços com diferentes materiais, essa condição tende a

não interferir na análise comparativa de resistência proposta neste estudo.

3.3 Produção, moldagem e cura dos corpos de prova

A produção dos concretos foi realizada utilizando betoneira com capacidade de 150L. O processo de mistura iniciou-se com a incorporação dos agregados miúdo e graúdo, seguida da adição do cimento e da água de amassamento de forma gradual. Após a homogeneização da mistura,



FIGURA 4

PROCEDIMENTOS DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA: (A) AFERIÇÃO DO EQUIPAMENTO NA BIGORNA; (B) PREPARAÇÃO SUPERFICIAL DOS PRISMAS; (C) DEMARCAÇÃO DOS PONTOS DE ENSAIO; (D) EXECUÇÃO DO ENSAIO

TABELA 2

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MÉDIA E DESVIO PADRÃO DAS AMOSTRAS ANALISADAS EM MPa

Idade	Agregado	Seixo			Brita		
	Traço	Pobre	Médio	Rico	Pobre	Médio	Rico
28 dias	Média	21,43	29,08	33,38	21,18	33,43	38,03
	Desvio padrão	2,88	2,25	5,54	3,30	2,72	9,00
35 dias	Média	24,85	33,95	40,69	24,10	27,72	43,88
	Desvio padrão	6,34	2,52	2,72	3,43	4,59	6,69

realizou-se o ensaio de abatimento do tronco de cone conforme a NBR 16889 (ABNT, 2020), visando avaliar a trabalhabilidade dos concretos produzidos.

Para cada traço foram moldados quatro corpos de prova prismáticos, com dimensões de 40 cm × 10 cm × 10 cm, destinados ao ensaio de esclerometria e oito corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 10cm × 20cm, destinados ao ensaio de resistência à compressão. Após a concretagem, os corpos de prova foram submetidos à vibração mecânica para eliminação de vazios e, posteriormente, mantidos em ambiente protegido durante 24 horas. Após a desmoldagem, os corpos de prova permaneceram em cura submersa em solução saturada de hidróxido de cálcio até as idades de ensaio. Os procedimentos de moldagem e cura seguiram as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015).

3.4 Ensaio de resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados conforme os procedimentos da NBR 5739 (ABNT, 2018), utilizando prensa hidráulica manual. Os corpos de prova cilíndricos foram ensaiados aos 28 e 35 dias de idade, sendo posicionados concêntricamente na prensa para aplicação gradual da carga até a ruptura, conforme mostrado na Figura 3.

3.5 ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

O ensaio de esclerometria foi conduzido conforme a NBR 7584 (ABNT, 2012). Inicialmente, realizou-se a aferição do equipamento em bigorna metálica, sendo aplicados no mínimo 10 impactos antes da execução dos ensaios (Figura 4a). As superfícies dos corpos de prova prismáticos foram previamente polidas com pedra de *Carborundum* (Figura 4b) e limpas a seco, visando minimizar interferências decorrentes da rugosidade superficial. Em seguida, os pontos de impacto foram demarcados, respeitando a distância mínima de 5 cm das bordas e espaçamento de 3 cm entre impactos (Figura 4c).

Durante o ensaio, o êmbolo do equipamento foi posicionado perpendicularmente à superfície do concreto, registrando-se os índices esclerométricos individuais de cada impacto (Figura 4d). Foram coletados os valores dos índices esclerométricos médios, os quais foram ajustados para os índices esclerométricos efetivos ($IE\alpha$), calculados

conforme Equação 1, seguindo as recomendações da NBR 7584 (ABNT, 2012). O coeficiente de correção do índice esclerométrico (K) é determinado pela Equação 2.

$$[1] \quad IE\alpha = K * IE$$

Em que:

$IE\alpha$ é o índice esclerométrico médio efetivo; K é o coeficiente de correção do índice esclerométrico; e

IE é o índice esclerométrico médio.

$$[2] \quad K = \frac{n \cdot IE_{nom}}{\sum_{i=1}^n IE_i}$$

Em que:

n é o número de impactos na bigorna de aço; IE_{nom} é o índice esclerométrico nominal do aparelho na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante; e o

IE_i é o índice esclerométrico obtido em cada impacto do esclerômetro na bigorna de aço.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

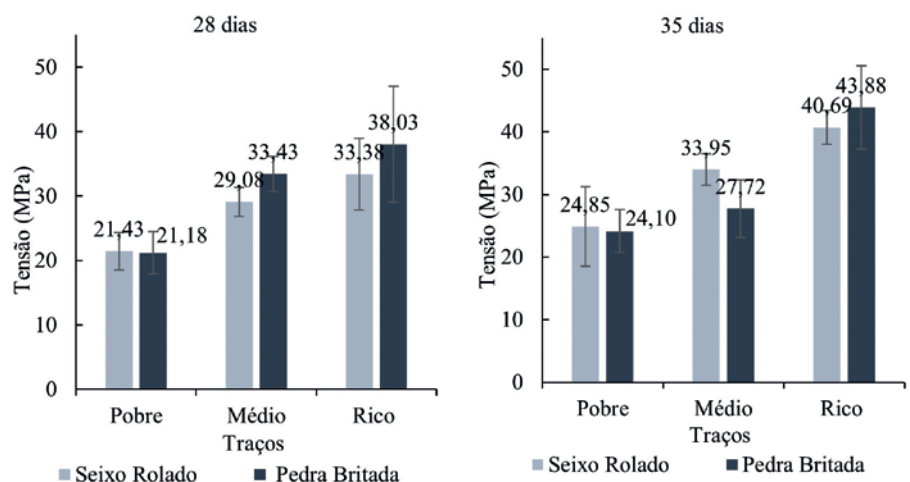
4.1 Resistência à compressão

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de resistência à compressão axial,

avaliados para os três traços, em idades de cura de 28 dias e 35 dias, são apresentados e discutidos na sequência. A Tabela 2 apresenta um resumo desses valores. Em primeira análise, verificou-se que o valor previsto da resistência à compressão (30 MPa) está dentro da margem de erro dos desvios, com médias próximas a 20 MPa e 40 MPa.

Aos 28 dias de cura, para os traços médio e rico, a média das resistências à compressão evidenciou um pequeno aumento nas amostras com brita em relação às com seixo, comportamento este que pode estar associado ao maior intertravamento mecânico promovido pela geometria angular da brita. Entretanto, levando em consideração a faixa de variação do desvio padrão das amostras e os p-valores calculados conforme teste estatístico de *t-student*, os quais resultaram em 0,912, 0,049 e 0,413 para os traços pobre, médio e rico, respectivamente, apenas para o traço médio é possível afirmar que a resistência à compressão do concreto produzido com brita superou a resistência mecânica do concreto produzido com seixo.

Aos 35 dias de cura, em que a idade de referência tradicional (28 dias) conforme a

**FIGURA 5**

COMPARATIVO GRÁFICO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO

TABELA 3

ÍNDICES ESCLEROMÉTRICOS CORRIGIDOS DAS AMOSTRAS ANALISADAS

Agregado		Seixo				Brita			
Traço	Corpo de prova	IE	K	IE α	IE α Médio	IE	K	IE α	IE α Médio
Pobre	1	20,18	0,978	19,74	20,44	22,40	0,977	21,88	22,69
	2	20,33		19,89		23,60		23,05	
	3	21,17		20,70		23,10		22,56	
	4	21,92		21,43		23,83		23,28	
Médio	1	29,36	0,982	28,83	28,82	27,33	0,977	26,70	27,25
	2	28,54		28,02		27,73		27,08	
	3	29,10		28,58		27,27		26,64	
	4	30,40		29,85		29,25		28,57	
Rico	1	32,55	0,978	31,83	31,19	33,79	0,983	33,20	32,78
	2	31,78		31,08		33,67		33,09	
	3	31,31		30,62		33,71		33,13	
	4	31,92		31,21		32,25		31,70	

NBR 6118 (ABNT, 2023) é ultrapassada, ainda houve um ganho gradual de resistência entre os diferentes traços, para o mesmo tipo de agregado graúdo. Assim, identificou-se uma variação no desempenho apresentado pelos traços do concreto. De acordo com os p-valores para essa idade do concreto, iguais a 0,843, 0,055 e 0,411 para os traços pobre, médio e rico, respectivamente, observa-se que a variação na resistência à compressão dos traços dosados com brita ou seixo rolado não foi significativa. Na Figura 5, é apresentado o comportamento desse com-

parativo dos agregados, fundamentado nas médias e nos desvios padrão para os três traços e para as duas idades analisadas.

Nascimento (2024) também avaliou a influência do tipo de agregado na resistência à compressão de concretos produzidos com seixo rolado e brita basáltica. A autora observou que apenas para o traço pobre houve uma diferença significativa entre as resistências à compressão.

4.2 Índice esclerométrico

Os índices esclerométricos foram obti-

dos aos 35 dias após a concretagem correspondentes aos traços de concreto e aos agregados em análise. Foram considerados limites com variação mínima e máxima de 10%, conforme estabelece a NBR 7584 (ABNT, 2012). Os valores médios dos índices esclerométricos (IE) foram definidos desconsiderando-se aqueles que ultrapassaram os limites. Feito isso, aplicou-se o coeficiente de correção K de modo a obter os índices corrigidos, denominados índices esclerométricos médios efetivos (IE α). Esses resultados estão resumidos na Tabela 3.

Analisando-se os resultados e com base nos p-valores resultantes, iguais a 0,004, 0,0038 e 0,011 para os traços pobre, médio e rico, respectivamente, observou-se que os índices esclerométricos médios efetivos variam de forma significativa com a mudança no tipo de agregado. Os resultados evidenciaram maior influência da pedra britada em relação ao seixo rolado, embora essa influência tenha se manifestado com intensidades distintas entre os traços avaliados. Sob essa perspectiva, os resultados corroboram, ainda que de forma não uniforme entre os traços, a tendência observada por Breyse e Fernández (2013) e Evangelista (2002) de que os agregados angulares tendem a proporcionar maior resistência superficial em relação aos agregados lisos.

Além disso, os resultados mostraram que o traço do concreto também influencia diretamente no índice esclerométrico. Traços mais ricos, com maior teor de cimento tendem a produzir concretos mais resistentes e índices esclerométricos mais elevados, enquanto traços pobres apresentam índices esclerométricos menores.

Além disso, o traço rico proporcionou uma pasta de cimento mais densa e uniforme devido ao maior teor de cimento em relação à água, originando uma matriz cimentícia mais compacta e homogênea. Dessa forma, o traço rico apresentou-se mais homogêneo e, conseqüentemente, com uma superfície menos irregular. Essas características contribuíram para a redução das variações no ensaio de esclerometria, diminuindo as dispersões dos resultados.

4.3 Correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão

Embora os ensaios de esclerometria

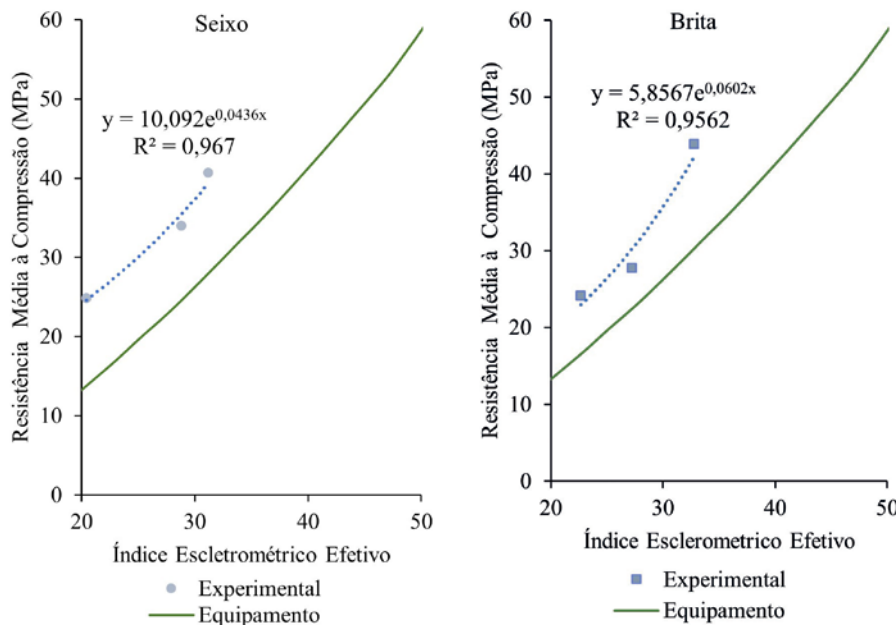


FIGURA 6

CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O ÍNDICE ESCLEROMÉTRICOS

avaliem a dureza superficial e os testes destrutivos avaliem a resistência mecânica de formas diferentes, eles são complementares e podem ser correlacionados empiricamente (Neville, 2016). Para isso, foram desenvolvidas curvas de tendência a partir dos resultados experimentais obtidos, sendo os pontos correspondentes aos resultados de resistência à compressão para os três traços propostos (pobre, médio e rico), de modo a compará-las com a curva de correlação do manual do esclerômetro, fornecida pelo fabricante.

A comparação entre as curvas é mostrada na Figura 6, em que é possível verificar a distância entre elas. Sob essa perspectiva, a utilização da curva fornecida pelo manual do equipamento para a estimativa da resistência à compressão evidencia uma diferença em relação aos valores obtidos experimentalmente.

Com relação aos traços dosados com seixo, para o traço pobre, a resistência à compressão estimada a partir da curva fornecida pelo equipamento corresponde a aproximadamente 13MPa, enquanto a resistência à compressão média obtida experimentalmente foi de 24,85MPa, representando uma diferença de 48%. Para o traço médio, a estimativa fornecida para a resistência à compressão seria de 23MPa, representando uma diferença de 32% em relação à resistência efetiva de 33,95MPa. Para o traço rico, a resistência à compressão estimada foi de 29MPa, enquanto a obtida experimentalmente alcançou registros de aproximadamente 40,69MPa, com uma discrepância de 29%.

Além disso, também foram constatadas divergências nos resultados estimados a partir da curva do aparelho para os concretos contendo agregados britados. No traço pobre, a resistência à compressão estimada foi de 13MPa, enquanto a resistência efetiva alcançou 24,10MPa, correspondendo a uma diferença de 46%. Para o traço médio, a divergência aproximou-se de 23%, uma vez que a resistência média à compressão foi na ordem de 27,72MPa. Por fim, foi analisado o traço rico, com uma resistência efetiva à compressão de 43,88MPa e com uma diferença de 34%, em relação ao valor recomendado pela curva de correlação, que seria de aproximadamente 29MPa.

Evidencia-se, portanto, a necessidade de adequação das curvas de correlação

para concretos dosados com materiais de origem local confirmando os estudos de Evangelista (2002). Em seu estudo, o tipo de agregado graúdo, a dimensão máxima, o tipo de cimento e o tipo de cura influenciaram no índice esclerométrico. Desse modo, o ajuste nas curvas de correlação é necessário para melhorar as estimativas de resistência do concreto.

Na Figura 7, os resultados desta pesquisa são confrontados com outros resultados obtidos na literatura para concretos dosados com materiais nacionais, ainda que com traços e dosagens distintos dos adotados neste estudo. É possível notar que, mesmo diante dessas diferenças, as linhas de tendência obtidas a partir dos resultados deste trabalho apresentam boa aproximação com alguns dos resultados nacionais encontrados na literatura.

5. CONCLUSÕES

Os resultados indicaram influência direta do traço de concreto (pobre, médio e rico) e do tipo de agregado (brita basáltica e seixo rolado) nos índices esclerométricos. Entretanto, o mesmo não ocorreu para a

resistência à compressão, que apresentou variação irrelevante entre os concretos analisados com traços e agregados distintos.

Ademais, embora o ensaio de esclerometria seja uma ferramenta prática e de rápida aplicação para estimar a resistência à compressão do concreto, sua confiabilidade depende de calibrações específicas para o contexto local. Discrepâncias entre as curvas de correlação do fabricante e os valores medidos (com subestimações de até 48%) evidenciaram a não captação adequada das variabilidades introduzidas por fatores como origem e granulometria dos agregados, tipo de cimento, proporção dos materiais e idade do concreto no momento do ensaio.

Apesar disso, a proximidade dos resultados experimentais com estudos realizados em outras regiões do Brasil indica que tais influências seguem padrões consistentes em contextos nacionais, mas não elimina a necessidade de ensaios prévios para cada realidade construtiva. Portanto, recomenda-se que a aplicação da esclerometria em avaliações estruturais seja sempre acompanhada do desenvolvimento de

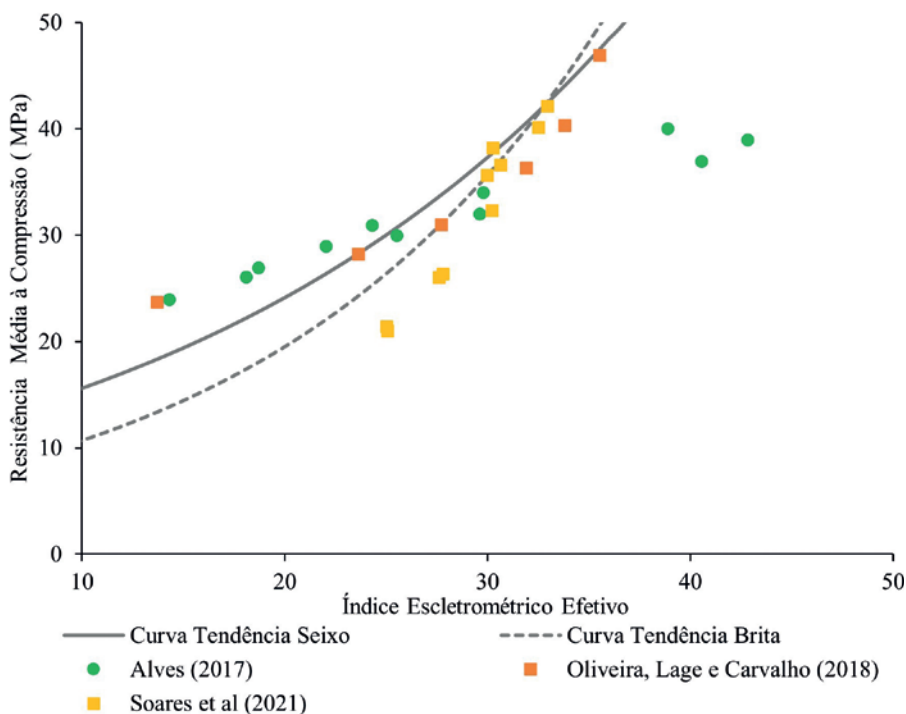


FIGURA 7

CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO EM UM COMPARATIVO COM OUTROS ESTUDOS

curvas de correlação locais, garantindo diagnósticos mais precisos e decisões técnicas mais seguras.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Mato Grosso

(Fapemat) pelo auxílio financeiro via edital FAPEMAT-PRO.000817/2024. ☺

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ALVES, R. Resistência mecânica de concreto de cimento Portland: Correlação de ensaio de compressão uniaxial com esclerometria. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Centro Universitário UNIVATES, 2027.
- [2] ARAÚJO, C. C. Estudo de correlações entre Propriedades do Concreto e ensaios não destrutivos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2018.
- [3] BAUER, L. A. F. Materiais de Construção. 6ª Ed. Rio de Janeiro. LTC, 2019.
- [4] BREYSSE, D; FERNÁNDEZ, J. L. M. Assessing concrete strength with rebound hammer: review of key issues and ideas for more reliable conclusions. Materials and Structures, v47, p.1589 – 1604, 2013. <https://link.springer.com/article/10.1617/s11527-013-0139-9>.
- [5] EVANGELISTA, A. C. J. Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro RJ, 2002.
- [6] ISAIA, G. Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. 2 ed. IBRACON. 2010.
- [7] MALHOTRA, V. M.; CARINO, N. J. Handbook on Nondestructive Testing of Concrete. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2004.
- [8] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. B. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: Ibracon, 2008.
- [9] NASCIMENTO, P. K. Estudo comparativo entre as propriedades mecânicas do concreto produzido com brita basáltica e seixo rolado. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, Universidade Federal de Mato Grosso, Barra do Garças-MT, 2024.
- [10] NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- [11] OLIVEIRA, T. M de; LAGE, E. C.; CARVALHO, V. C. R. Estudo de diferentes classes de concreto para curvas de correlação nacionais para o ensaio de esclerometria. Principia: Caminhos da Iniciação Científica, v18, n1, 2018. <https://doi.org/10.34019/2179-3700.2018.v18.29851>.
- [12] SOARES, L. K. O.; GOTT, A. P. P.; ANDRADE, G. S.; BORTONE, T. P.; MARTINI, R. J.; RAMOS, M. P. Análise da resistência à compressão axial do concreto a partir de ensaios de esclerometria. Anais do XVII Congresso Internacional sobre Patologia e reabilitação das Construções, Fortaleza, 2021.
- [13] TUTIKIAN, B.F.; HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland. In: ISAIA, G.C. Concreto: Ciência e tecnologia, v1, cap. 12, São Paulo: IBRACON, 2011.

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

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



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

Patrocínio



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

Da reciclagem à descarbonização: uma visão histórica e crítica da **contribuição brasileira para a sustentabilidade das estruturas de concreto**

PAULO HELENE - VICE-PRESIDENTE DO IBRACON — PhD Engenharia
COORDENADOR DO CT 101 COMITÊ TÉCNICO IBRACON/ABCE/ABCE DE SUSTENTABILIDADE DO CONCRETO

INTRODUÇÃO

A sustentabilidade das estruturas de concreto ganhou enorme visibilidade com a emergência climática e o Acordo de Paris de 2015. A meta de Net Zero por volta de 2050 tornou-se referência mundial para compatibilizar o desenvolvimento com a limitação do aquecimento global. Essa mobilização é necessária, mas pode induzir a interpretação historicamente distorcida de que a preocupação ambiental com o concreto teria surgido apenas recentemente, impulsionada pelos roadmaps da indústria do cimento. No Brasil, essa história é consideravelmente mais antiga (UNFCCC, 2015; SNIC; ABCP, 2019).

Há mais de três décadas, Academia, IBRACON, pesquisadores, projetistas e especialistas vêm incorporando à engenharia do concreto conceitos de utilização racional de materiais, reciclagem, durabilidade, vida útil, avaliação do ciclo de vida (ACV), ecoeficiência, desmaterialização, carbono incorporado e, mais recentemente, neutralidade climática. A contribuição industrial e a técnico-científica são complementares, mas distintas: à indústria cabe reduzir emissões reais na produção; à Academia e às Entidades cabe pesquisar, medir, formar profissionais, aperfeiçoar projetos e normas, e assegurar que a descarbonização não comprometa segurança, desempenho e durabilidade.

A indústria brasileira também possui trajetória relevante. Cimentos Portland de

alto-forno e pozolânicos são produzidos em escala industrial desde 1952 e 1969, respectivamente, e a ampliação do uso de escórias, pozolanas, outros constituintes e coprocessamento contribuiu para reduzir fator clínquer e intensidade de CO₂ do cimento nacional. Contudo, o benefício ambiental só se completa quando cimento, concreto, projeto, execução, uso e manutenção convergem para estruturas duráveis, de alto desempenho e com menor impacto ao longo da vida útil.

No ano do Jubileu de Ouro, em setembro de 2022, o IBRACON publicou a “Declaração IBRACON sobre a Sustentabilidade do Concreto”. O documento reconhece a sustentabilidade como valor fundamental, recupera a genealogia CT 206 → CT MAB → CT 101 e propõe uma visão sistêmica que abrange concepção, projeto, materiais, construção, durabilidade, uso, reutilização e normalização. Também ressalta que parte expressiva do conhecimento produzido pelo Instituto resulta do trabalho voluntário de profissionais dedicados à evolução da engenharia do concreto.

1. OS PRIMÓRDIOS E A INSTITUCIONALIZAÇÃO NO IBRACON

O registro institucional do IBRACON situa no final da década de 1980 o início das discussões explícitas sobre sustentabilidade, inclusive pelo conceito de rendimento ou eficiência ambiental, expresso pela resistência obtida por unidade de cimento

consumido. Na Academia, antecedentes importantes incluem Tarcísio de Paula Pinto, em 1986, sobre resíduos de construção em argamassas; Cláudio Sbrighi Neto em 1993, com cimento sem emissões; Sérgio Zordan, em 1997, sobre entulho como agregado para concreto; e, no início do milênio, trabalhos de Vahan Agopyan, Vanderley John e Sérgio Ângulo, que consolidaram uma escola brasileira de gestão, caracterização, reciclagem e desempenho de resíduos de construção e demolição (PINTO, 1986; ZORDAN, 1997; JOHN, 2000; ÂNGULO, 2005).

O marco institucional foi 1997, com a criação do CT 206 — Comitê Técnico para o Meio Ambiente, posteriormente CT MAB — Comitê Técnico de Meio Ambiente, do qual descende o atual CT 101 — Comitê Técnico IBRACON/ABCE/ABCIC de Sustentabilidade do Concreto. Essa continuidade é essencial: não se trata de iniciativas isoladas, mas de uma linha institucional mantida e renovada ao longo de quase três décadas.

Em 29 de abril de 1997, na USP, realizou-se o encontro “Reciclagem na Construção Civil — Alternativa Econômica para Proteção Ambiental”, com participação do CT 206, de Paulo Helene e Salomon Levy na gestão da Comissão Técnica. Os seminários que se seguiram tiveram participação importante de pesquisadores estrangeiros tais como os Profs. Enric Vázquez, da Universidade de Barcelona e Fernando Braco do IST de Lisboa, assim



Prof. Paulo Helene em momento final de sua apresentação no 66º Congresso Brasileiro do Concreto, observado pelo Eng. Cláudio Sbrighi Neto (esq.)

como especialistas e experiências europeias e norte-americanas, consolidando desde cedo a abertura internacional do debate brasileiro (HELENE; LEVY, 1997).

O próprio IBRACON registra que o CT atuou inicialmente na disseminação de conhecimento e tecnologia para reciclagem e uso de resíduos de construção e demolição, em contexto reforçado pela Resolução CONAMA 307. Essa atuação contribuiu para a normalização brasileira dos resíduos da construção, incluindo as ABNT NBR 15113, 15114, 15115 e 15116, publicadas em 2004. É um aspecto histórico importante: o Comitê não se limitou ao debate acadêmico, mas ajudou a transformar conhecimento em referências técnicas nacionais.

A Declaração de 2022 também registra que o tema sustentabilidade entrou nos Congressos Brasileiros do Concreto, nas revistas CONCRETO & Construções e RIEM e em práticas recomendadas e ações de normalização. Ao reconhecer reaproveitamento, reciclagem, desmaterialização, declarações ambientais de produto e análise do ciclo de vida como partes de uma mesma agenda, o documento do Jubileu de Ouro oferece uma síntese institucional rara: mostra que o CT 101 não nasceu com a agenda climática recente, mas é herdeiro de uma construção coletiva iniciada décadas antes (IBRACON, 2022).

2. SALOMON LEVY, RECICLAGEM COM DURABILIDADE E CONTINUIDADE DOS SEMINÁRIOS

Salomon Levy ocupa posição central nessa primeira etapa. Foi protagonista da implantação e consolidação do CT 206, coordenou o Comitê por nove anos, atravessando sua evolução para CT MAB, e organizou sucessivas edições do Seminário de Desenvolvimento Sustentável e Reciclagem na Construção Civil. Sua contribuição científica acrescentou uma condição

decisiva à reciclagem: reciclar não basta; o material resultante deve ser tecnicamente confiável e durável.

Sua tese de doutorado, defendida na Escola Politécnica da USP em 2001, investigou a durabilidade de concretos produzidos com resíduos de concreto e alvenaria. Em 2004, Levy e Helene publicaram na *Cement and Concrete Research* o artigo "*Durability of recycled aggregates concrete: a safe way to sustainable development*", que associou economia de recursos, reciclagem, desempenho e durabilidade e se tornou referência internacional no tema (LEVY, 2001; LEVY; HELENE, 2004). Na consulta atual (2026) à plataforma *ScienceDirect*, da *Elsevier*, são registrados 432 trabalhos internacionais citantes desse artigo.

O estudo avaliou substituições de 0%, 20%, 50% e 100% de agregados naturais por agregados reciclados de concreto e alvenaria, incluindo propriedades mecânicas e indicadores de durabilidade como absorção, volume de poros e carbonatação. Sua permanência como referência duas décadas depois demonstra a atualidade da mensagem: a circularidade só é sustentável quando não reduz a confiabilidade nem a vida útil da estrutura. O título "*a safe way to sustainable development*" antecipa, em essência, a necessidade contemporânea de conciliar economia circular, desempenho e segurança.



Salomon Levy (centro) coordenando as discussões numa das edições do Seminário de Desenvolvimento Sustentável e Reciclagem na Construção Civil

A força do IBRACON, porém, não se limita às publicações individuais. A documentação registra nove edições da série original do Seminário de Desenvolvimento Sustentável e Reciclagem na Construção Civil, três Seminários de Sustentabilidade na Cadeia Produtiva do Concreto nos CBCs de 2009, 2010 e 2011, e quatro Seminários de Sustentabilidade do Concreto de 2022 a 2025. São, portanto, ao menos 16 encontros especializados documentados até 2025, além de centenas de sessões, conferências e trabalhos técnico-científicos.

Na fase contemporânea, Carlos Masucato teve papel importante na reorganização do CT 101 e na coordenação dos Seminários de Sustentabilidade. Em 2022, no Congresso do Jubileu de Ouro, o tema geral foi “Sustentabilidade do Concreto em Defesa do Planeta”; em 2023 e 2024, avançou-se na quantificação das emissões por área de estrutura e na desmaterialização, sintetizada na expressão “Desmaterializar é preciso. Fazer mais com menos!”.

Essa passagem é conceitualmente importante. O CT 206 nasceu com forte ênfase em resíduos e reciclagem; o CT MAB ampliou a abordagem ambiental; e o CT 101 passou a tratar a sustentabilidade do concreto e das estruturas de forma integrada, envolvendo materiais, projeto, durabilidade, ACV, emissões,

industrialização e normalização. A mudança de nomes expressa, portanto, uma ampliação real de escopo, sem ruptura com a origem histórica.

3. DA DURABILIDADE AO PROJETO ESTRUTURAL SUSTENTÁVEL

Outra contribuição brasileira de longa duração foi deslocar a sustentabilidade do domínio exclusivo do material para o projeto estrutural. Em 1993, Paulo Helene já discutia conceitos associados à resistência sob carga mantida e à evolução do desempenho; em 1996, apresentou explicitamente a “Introdução da Durabilidade (Vida Útil) no Projeto das Estruturas de Concreto – Contribuição à Normalização”. A consequência ambiental é direta: maior vida útil significa menos reparos, substituições, materiais e energia, ou seja, maior sustentabilidade (HELENE, 1993; HELENE, 1996).

Essa trajetória alcançou a normalização internacional. Helene foi *Deputy Chairman* da Comissão 5 – *Structural Service Life Aspects*, da *fib*, participando do esforço que resultou no *fib Bulletin 34 – Model Code for Service Life Design* (2006). A sustentabilidade tornou-se explicitamente presente em suas conferências nos anos 2000, com a defesa de que a unidade de análise deve ser a estrutura e o serviço prestado, e não apenas o metro cúbico de concreto.

Em exemplo apresentado em 2010, a comparação de um mesmo pilar com concretos de 20 MPa e 50 MPa indicou redução aproximada de 52% da seção, 32% do potencial de aquecimento global do elemento e 49% da energia incorporada com a solução de maior resistência. O caso dos pilares do edifício e-Tower, analisado posteriormente por Jéssica Pacheco, Lígia Doniak, Mariana Carvalho e Paulo Helene, confirmou o princípio, com reduções estimadas de cerca de 53% no volume de concreto, 20% no cimento, 43% no aço e 31% nas fôrmas. O paradoxo é central: maior CO_2/m^3 não implica maior $\text{CO}_2/\text{estrutura}$ (HELENE, 2010; PACHECO *et al.*, 2016).

Ricardo Couceiro Bento sistematizou essa mudança em sua tese de doutorado de 2016 no IAU-USP, sob orientação de João Adriano Rossignolo. A pesquisa dimensionou soluções com seis classes de resistência, de C25 a C50, variando seções e quantitativos de concreto, aço e fôrmas e aplicando ACV às alternativas estruturalmente equivalentes. A pergunta deixa de ser “qual concreto possui menor impacto por metro cúbico?” e passa a ser “qual solução estrutural, para a mesma função, apresenta melhor desempenho ambiental?”. Na revisão realizada para este histórico, não foi identificada contribuição brasileira anterior que reunisse de forma tão explícita ACV, dimensionamento real e decisão do projetista. É adequado, portanto, reconhecer a tese como uma das contribuições pioneiras brasileiras nessa integração; hoje, essa linha prossegue no CT 101, onde Bento coordena o grupo dedicado ao projeto estrutural (BENTO, 2016).

Ricardo França acrescenta a influência decisiva da concepção estrutural: vãos, posição dos pilares, tipologia de lajes, rigidez, geometria, sistemas resistentes, distribuição de esforços e estratégia construtiva determinam grande parcela do volume de concreto e aço. Assim, boa engenharia estrutural é também uma tecnologia de descarbonização, complementando as linhas de Helene e Bento ao colocar a concepção da solução no centro da sustentabilidade.



Eng. Ricardo Bento em momento de sua palestra no 66º Congresso Brasileiro do Concreto

4. ECOEFICIÊNCIA, MATERIAIS, CARBONO E FERRAMENTAS DE MEDIÇÃO

Vanderley John e colaboradores contribuíram decisivamente para quantificar ecoeficiência de cimento, concreto e materiais de construção, relacionando intensidade de ligantes, resíduos, emissões, ciclo de vida e desempenho. Na mesma vertente, Geraldo Isaia e Antonio Gastaldini demonstraram o potencial de concretos com elevados teores de cinza volante e escória, enquanto Bruno Damineli, Rafael Pileggi e Vanderley John propuseram indicadores de intensidade de ligantes e CO₂ para medir a eficiência do uso do cimento (JOHN, 2000; ISAIA; GASTALDINI, 2009; DAMINELI; JOHN; PILEGGI, 2012). Vanderley John também atua no BIPc (Benchmark Iterativo para Projetos de Baixo Carbono). Essa ferramenta digital recente foi desenvolvida pela Caixa Econômica Federal em parceria com a USP, para medir e reduzir as emissões de carbono incorporado em empreendimentos habitacionais no Brasil. A plataforma foi lançada em 2025, em São Paulo, sendo compatível com a metodologia BIM, para viabilizar gerar estimativas instantâneas de impacto ambiental.

Edna Possan aprofundou a análise da carbonatação e recarbonatação e do balanço entre emissões e fixação de CO₂, sem dissociar eventual benefício climático da preservação da durabilidade. Fernanda Belizário Silva teve participação relevante no desenvolvimento de metodologias nacionais de desempenho ambiental e do SIDAC. Em 2024, o CT 101 publicou o Boletim Técnico “Quantificação das emissões de CO₂ incorporadas em materiais cimentícios e estruturas de concreto”, editado por Kátia Punhagui e Carlos Massucato, mostrando passo a passo a passagem do inventário do material para a unidade funcional da estrutura. É a transformação de “ser sustentável” em “medir quanto se é sustentável” (FELIX; POSSAN, 2018; SILVA, 2024).

SIDAC e CECarbon constituem infraestrutura nacional importante. O SIDAC utiliza dados brasileiros e conceitos de ACV para calcular e comparar



Presidenta da fib, Eng.ª Íria Doniak, recebendo título de sócia-honorária do presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, em 2024

indicadores ambientais de produtos da construção, com foco inicial em energia primária e CO₂ do berço ao portão, e apoiar declarações de desempenho ambiental; sua metodologia contou com Fernanda Belizário, Kátia Punhagui, Sérgio Pacca, Vanderley John e outros pesquisadores (BRASIL, 2022). A CECarbon, do SindusCon-SP, complementa essa abordagem ao calcular carbono e energia incorporados em edificações com dados efetivos das obras. Em 2026, foram divulgados indicadores médios nacionais da ordem de 0,22 a 0,23 tCO₂e/m² para as obras cadastradas, contribuindo para o benchmark que permite comparar soluções e estabelecer metas objetivas.

No concreto dosado em central, a ABESC relaciona sustentabilidade à profissionalização da produção, controle, calibração, treinamento e redução de perdas; na construção industrializada, a ABCIC mantém agenda de baixo carbono, eficiência de recursos e desenvolvimento de Declaração Ambiental de Produto setorial. Essas ações reforçam que sustentabilidade depende simultaneamente de materiais, processo produtivo, controle, projeto e desempenho.

A pré-fabricação brasileira também alcançou projeção internacional nessa agenda. Paulo Helene e Íria Doniak par-

ticiparam dos trabalhos do *Task Group 6.3 — Sustainability of Precast Structures*, e Doniak integra a autoria do *fib Bulletin 88*. Sua presidência atual na fib no biênio 2025-2026, como primeira mulher e primeira representante da América Latina a presidir essa importante e reconhecida entidade, simboliza a inserção internacional alcançada pela engenharia brasileira do concreto (fib, 2018).

5. O CT 101 E A INSERÇÃO INTERNACIONAL CONTEMPORÂNEA

O CT 101 ampliou a internacionalização iniciada pelo CT 206 e pelo CT MAB. Sob coordenação de Carlos Massucato, estabeleceu articulação com o GLOBE e participou do projeto internacional *Benchmarking of Resource Use and Embodied CO₂ in Buildings*, aproximando dados brasileiros de uma base mundial. Vanderley John e Maria Alice Gonzales traduziram para o português o consenso do GLOBE, cuja mensagem converge com a evolução nacional: descarbonizar o ambiente construído exige, simultaneamente, usar menos materiais e materiais de menor carbono incorporado (GLOBE, 2026).

A comparação internacional ajuda a dimensionar a precocidade brasileira. A fib publicou o *Bulletin 47* sobre projeto



O presidente do GLOBE Consensus, Prof. Michael Faber, assinando protocolo de colaboração com o IBRACON, assistido pelo Eng. Carlos Massucato (esq.) e representantes de outras associações

ambiental em 2008, os *Bulletins* 67 e 71 em 2012 e 2013 e incorporou sustentabilidade como requisito fundamental no *fib Model Code for Concrete Structures* 2020. A participação brasileira alcançou também a pré-fabricação: Paulo Helene e Íria Doniak participaram de trabalhos que culminaram no *fib Bulletin 88 – Sustainability of Precast Structures*; Íria Doniak preside a *fib* no biênio 2025-2026 e é motivo de orgulho da engenharia brasileira, pois é a primeira

engenheira a presidir essa reconhecida Entidade Internacional.

No ACI, o movimento institucional contemporâneo ganhou força em 2007, e o *Committee 130 – Sustainability of Concrete* realizou sua primeira reunião em 2008. O CT 206 do IBRACON, criado em 1997, antecede em mais de uma década essa estruturação — o que não prova prioridade científica mundial, mas demonstra institucionalização brasileira precoce. Em 2022, o ACI criou o NEU e,

em 2024, publicou o ACI CODE-323-24 para concreto de baixo carbono, mostrando o passo que o Brasil ainda precisa consolidar: transformar sustentabilidade em requisito tecnicamente verificável e normativo.

A GCCA possui natureza distinta e igualmente necessária: representa a indústria e atua diretamente em redução de clínquer, combustíveis alternativos, eficiência, novos cimentos e CCUS. Academia, IBRACON, ABECE, ABCIC, *fib*, ACI e GLOBE atuam predominantemente pela ciência, método, projeto, normalização e formação. Uma estratégia Net Zero consistente exige as duas vertentes.

6. UMA LEITURA CRÍTICA DA CONTRIBUIÇÃO BRASILEIRA

O balanço histórico é favorável, mas não deve ser ufanista. O Brasil começou cedo: institucionalizou o tema no IBRACON em 1997, desenvolveu reciclagem associada à durabilidade, vida útil como variável de projeto, ecoeficiência, ACV aplicada ao dimensionamento, estrutura como unidade funcional, desmaterialização, estudos de carbonatação e recarbonatação e quantificação do carbono incorporado com dados nacionais. Criou, sobretudo, continuidade institucional e cultura técnica de debate, expressas na sequência CT 206 → CT MAB → CT 101 e em ao menos 16 encontros especializados documentados.

Essa continuidade permitiu que o debate brasileiro evoluísse sem abandonar os fundamentos anteriores. A reciclagem dos anos 1990 não foi substituída pelo carbono: foi incorporada a uma visão mais ampla. A durabilidade e a vida útil não perderam relevância diante da descarbonização: tornaram-se condições para que uma redução de emissões seja efetiva ao longo do tempo. E a avaliação do material por unidade de massa ou volume foi progressivamente complementada pela avaliação da estrutura, da área construída e do serviço prestado.

Essa trajetória é plural. Salomon Levy, Paulo Helene, Vanderley John, Ricardo Bento, Carlos Massucato, Edna Possan,



Prof. Vanderley John (esq.) participa de debates no Seminário de Sustentabilidade, ao lado de outros palestrantes

Ricardo França, Fernanda Belizário, Kátia Punhagui, Geraldo Isaia, Antonio Gastaldini, Tarcísio de Paula Pinto, Sérgio Zordan, Sérgio Angulo, Bruno Damineli, Rafael Pileggi, Vahan Agopyan, Íria Doñak, Lucas Caldas e outros demonstram a formação de uma escola brasileira de pensamento sobre sustentabilidade do concreto e das estruturas.

É importante reconhecer também a complementaridade entre essas contribuições. A primeira geração abriu o caminho pela reciclagem, pelos resíduos e pela durabilidade; outra frente introduziu vida útil, desempenho e concepção estrutural; pesquisadores de materiais quantificaram eficiência de ligantes e uso de adições; e a geração mais recente consolidou ACV, carbono incorporado, bases de dados, *benchmarks* e unidade funcional da estrutura. O mérito histórico do IBRACON foi oferecer continuidade e um espaço comum para que essas linhas, oriundas de universidades, empresas, associações e projetistas, pudessem convergir.

O ponto ainda insuficientemente consolidado é a normalização. A *fib* já incorporou sustentabilidade ao Model Code; o ACI possui código específico de concreto de baixo carbono; o GLOBE trabalha com benchmarking global; e o Brasil avança com SIDAC, CECarbon e CT 101. O próximo passo brasileiro é converter essa herança técnico-científica em normas ABNT e critérios correntes, mensuráveis e verificáveis de projeto.

A futura normalização brasileira deve evitar dois reducionismos. O primeiro é confundir sustentabilidade da estrutura com baixo carbono do aço, do cimento ou do concreto isoladamente. O segundo é perseguir menor impacto ambiental sacrificando desempenho, vida útil, robustez, segurança ou manutenção. Uma solução verdadeiramente sustentável precisa ser tecnicamente equivalente, ter unidade funcional claramente definida e demonstrar desempenho ao longo do ciclo de vida. Essa é justamente a contribuição mais madura da trajetória brasileira: integrar material, estrutura, durabilidade e serviço prestado.

7. CONCLUSÃO

O movimento mundial Net Zero é recente, mas a preocupação brasileira com a sustentabilidade das estruturas de concreto não é. Muito antes dos atuais roadmaps industriais, o país já discutia eficiência no uso do cimento, resíduos, reciclagem, durabilidade e vida útil; o CT 206 institucionalizou esse esforço em 1997, o CT MAB lhe deu continuidade e o CT 101 hoje o amplia para desmaterialização, carbono incorporado, ACV, *benchmarking* e normalização.

Embora as emissões estejam fortemente associadas aos materiais que compõem a estrutura — cimento, concreto, aço e fôrmas — a sociedade não demanda esses materiais como objetivo final. Necessita de habitações, hospitais, escolas, pontes, túneis, saneamento, portos, barragens e infraestrutura que permaneçam seguras, funcionais e duráveis. ***A verdadeira unidade funcional é, portanto, o serviço prestado pela estrutura ao longo de sua vida útil.***

A indústria do aço e do cimento deve descarbonizar seus produtos; a tecnologia do concreto deve maximizar o desempenho de cada metro cúbico; e a engenharia estrutural deve transformar esses materiais em estruturas que utilizem a menor quantidade racional de recursos para cumprir, com segurança e durabilidade, sua função social.

Essa visão também esclarece por que a atuação do CT 101 não pode se restringir à pegada de carbono de materiais. O Comitê reúne IBRACON, ABECE e ABCIC justamente porque sustentabilidade exige a participação coordenada da tecnologia do concreto, do projeto estrutural e da construção industrializada. Ao herdar a experiência do CT 206 e do CT MAB, o CT 101 dispõe de uma base histórica incomum para avançar da reciclagem e da gestão ambiental para uma engenharia de estruturas efetivamente orientada por desempenho, vida útil, desmaterialização e carbono.

O desafio é transformar esse capital técnico em prática corrente. Isso requer

dados nacionais confiáveis, critérios de unidade funcional, metodologias de ACV adequadas ao projeto, especificação de desempenho, acompanhamento ao longo da vida útil e normalização. Também requer formação: a sustentabilidade precisa chegar ao projetista, ao tecnologista, ao produtor de concreto, ao construtor e ao gestor da estrutura com a mesma objetividade com que hoje chegam os critérios de segurança, resistência e durabilidade.

Esse talvez seja o principal legado da contribuição brasileira: sustentabilidade não é simplesmente construir com materiais de menor emissão de carbono. É construir melhor, com menos recursos, maior desempenho e para a posteridade. Nesse sentido, o Brasil, o IBRACON e o CT 101 não estão começando agora: têm história, conhecimento, pesquisadores, instituições e uma cadeia produtiva cada vez mais consciente.

O desafio contemporâneo é transformar essa herança em normas da ABNT e ferramentas correntes de projeto capazes de produzir reduções ambientais viáveis, reais, mensuráveis e compatíveis com segurança, desempenho e durabilidade.

ESCLARECIMENTOS

Declaração de Uso de IA Generativa: Durante a preparação e o levantamento do histórico da sustentabilidade do concreto no Brasil, para redação deste artigo, o autor utilizou a ferramenta ChatGPT (desenvolvida pela OpenAI) como suporte de pesquisa e assistência à redação. A ferramenta foi empregada para auxiliar na identificação inicial de instituições de pesquisa, alguns pesquisadores de referência e plataformas institucionais voltadas à sustentabilidade do concreto no Brasil, bem como para a otimização textual e fluidez da escrita. Todas as fontes, dados históricos e informações técnicas gerados ou sugeridos pela ferramenta foram revisados, conferidos manualmente em bases de dados científicas e validados integralmente pelo autor, que assume total responsabilidade científica e ética pelo conteúdo final aqui publicado. ©

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANGULO, Sérgio Cirelli. Caracterização de agregados de resíduos de construção e demolição reciclados e a influência de suas características no comportamento de concretos. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005. DOI: 10.11606/T.3.2005.tde-18112005-155825.
- [2] BENTO, Ricardo Couceiro. Análise do desempenho ambiental de estruturas de concreto armado: uso da avaliação do ciclo de vida (ACV) no processo decisório do dimensionamento. 2016. Tese (Doutorado) — Instituto de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016. DOI: 10.11606/T.102.2017.tde-23012017-101051.
- [3] BRASIL. Ministério de Minas e Energia. SIDAC — Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção. Brasília, DF: MME, 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/mme/pt-br/assuntos/ee/sidac/sidac-sistema-de-informacao-do-desempenho-ambiental-da-construcao>. Acesso em: 4 set. 2026.
- [4] DAMINELI, Bruno Luís; JOHN, Vanderley Moacyr; PILEGGI, Rafael Giuliano. Eco-eficiência do uso do cimento em concreto: estado atual, possibilidades e tendências. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 54., 2012, Maceió. Anais [...]. Maceió: IBRACON, 2012.
- [5] FELIX, Emerson Felipe; POSSAN, Edna. Balanço das emissões e da captura de CO₂ em estruturas de concreto: simulação em função do consumo e tipo de cimento. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 11, n. 1, p. 135-162, 2018. DOI: 10.1590/S1983-41952018000100008.
- [6] GLOBE CONSENSUS. The Joint Committee on the GLOBE Consensus. Lausanne, [2026]. Disponível em: <https://globe-consensus.com/>. Acesso em: 4 set. 2026.
- [7] HELENE, Paulo. A resistência do concreto sob carga mantida e a idade de estimativa da resistência característica. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 3., 1993, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: EPUSP, 1993. p. 271-282.
- [8] HELENE, Paulo. Introdução da durabilidade (vida útil) no projeto das estruturas de concreto: contribuição à normalização. In: NACE LATIN AMERICAN REGION CORROSION CONGRESS, 2., 1996, Rio de Janeiro. Anais [...]. Rio de Janeiro: NACE, 1996.
- [9] HELENE, Paulo; LEVY, Salomon Mony. Reciclagem do entulho de construção civil, a solução política e ecologicamente correta. In: SEMINÁRIO RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL: ALTERNATIVA ECONÔMICA PARA PROTEÇÃO AMBIENTAL, 1997, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: IBRACON/CT 206, 1997.
- [10] HELENE, Paulo; LEVY, Salomon Mony. Concreto e sustentabilidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49.; SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 8., 2007, Bento Gonçalves. Apresentação. São Paulo: IBRACON, 2007.
- [11] HELENE, Paulo. O concreto e a sustentabilidade das estruturas. In: SIMPÓSIO DE CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS — SICEM, 3., 2010, Aracaju. Conferência. Aracaju: UFS, 2010.
- [12] ISAIA, Geraldo Cechella; GASTALDINI, Antonio Luiz Guerra. Sustentabilidade do concreto com quantidade muito alta de cinza volante e escória. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2, n. 3, 2009.
- [13] JOHN, Vanderley Moacyr. Reciclagem de resíduos na construção civil: contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 2000. Tese (Livre-Docência) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000. DOI: 10.11606/T.3.2000.tde-27072022-082553.
- [14] LEVY, Salomon Mony. Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e alvenaria. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001. DOI: 10.11606/T.3.2001.tde-15072026-081023.
- [15] PACHECO, Jéssika; DONIAK, Lígia; CARVALHO, Mariana; HELENE, Paulo. The paradox of high performance concrete used for reducing environmental impact and sustainability increase. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE SUSTAINABILITY — ICCS16, 2., 2016, Madrid. Proceedings [...]. Madrid, 2016. p. 442-453.
- [16] PINTO, Tarcísio de Paula. Utilização de resíduos de construção: estudo do uso em argamassas. 1986. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1986. DOI: 10.11606/D.18.1986.tde-20260612-173815.
- [17] ZORDAN, Sérgio Eduardo. A utilização do entulho como agregado, na confecção do concreto. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997. DOI: 10.47749/T/UNICAMP.1997.115276.

Seminário IBRACON traz novidades para a Concrete Show

A 17ª edição do Concrete Show reuniu, de 25 a 27 de agosto, na São Paulo Expo, mais de 26 mil profissionais, 450 expositores e 150 especialistas do setor da construção civil. O Instituto Brasileiro do Concreto — IBRACON, dentro das atividades do Congresso Construindo Conhecimento, parte do Concrete Show, com 90 h de programação, realizou um Seminário para apresentar as novidades na cadeia produtiva das estruturas de concreto.

Participaram do Seminário, o secretário municipal da Secretaria de Infraestrutura Urbana de São Paulo (SIURB), Prof. Eng. Marcos Monteiro, o presidente e vice-presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman e Prof. Paulo Helene, e seu diretor de publicações técnicas, Prof. Bernardo Tutikian.

Trazendo a experiência da SIURB quanto ao monitoramento da saúde estrutural das obras de arte especiais (OAEs), Marcos Monteiro apresentou a mais recente fase do Programa de Inspeção e Manutenção de OAE no Município de São Paulo: o monitoramento remoto.

O Programa teve início em 2021, devido à mobilização da sociedade civil para conscientizar o poder público quanto à necessidade de inspeção e manutenção periódica da infraestrutura urbana da cidade. Ele foi criado para garantir segurança, mobilidade e acessibilidade por meio de



Presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, num momento de sua moderação do Seminário.

inspeções, elaboração de projetos e execução de obras nas pontes e viadutos do município. De lá para cá, foram realizadas 2.322 inspeções e 304 manutenções corretivas, com montante total de investimento de cerca de três bilhões de reais. Atualmente, 64 inspeções e 73 intervenções corretivas estão em andamento.

A partir de 2023, o Programa passou também a monitorar o estado de funcionamento das OAEs da cidade, com vistas a evitar riscos e acidentes. 428 câmeras instaladas em 295 estruturas trazem imagens ao vivo, registrando colisões, incêndios, variações de juntas de dilatação e o tráfego, o que auxilia o deslocamento rápido de equipes especializadas de engenharia em caso de acidentes ou anomalias e também colaboram com o gerenciamento do tráfego.

O Centro Integrado de Fiscalização de OAE faz uso também

de imagens de satélite para a leitura da movimentação de superfícies, tecnologia de sensoriamento remoto que, por meio da comparação de séries de imagens (captadas quinzenalmente de 770 estruturas), estabelece padrões de comportamento das estruturas, sendo capaz de gerar alertas para movimentações anômalas, indicativas de problemas de estabilidade. Esses alertas geram ordens de serviço para as equipes de engenharia de inspeção, direcionando-as para os locais para uma análise mais precisa do estado de segurança, durabilidade e funcionalidade da OAE, em conformidade com a norma técnica ABNT NBR 9452.

Complementa ainda o monitoramento remoto o acompanhamento de portais de notícias, redes sociais e aplicativos de navegação por meio de palavras-chave.

Segundo Monteiro, o sistema de monitoramento tem agilizado o envio de equipes de engenharia para locais com problemas (ele exemplificou a interdição quase imediata do Viaduto Condessa de São Joaquim, sobre a Avenida 23 de Maio, devido a um incêndio) e a contratação de obras de recuperação de OAE na cidade, além de constituir um banco de dados perene e de fácil consulta, pois todas as inspeções, projetos, ensaios, controles e intervenções corretivas ficam ali arquivados.



Secretário municipal de São Paulo, Eng. Marcos Monteiro, assistido por auditório cheio.

Bernardo Tutikian trouxe casos de aplicação do concreto de ultra-alto desempenho (UHPC) no Brasil. Em sua apresentação, ele definiu o UHPC como o estágio mais avançado da tecnologia do concreto, sendo resultado de evoluções teóricas e técnicas na compreensão do material advindas de avanços anteriores, como foram o concreto de alto desempenho, o concreto autoadensável e o concreto reforçado com fibras.

Segundo ele, o UHPC, na grande maioria dos casos, não requer cura úmida tradicional, como normalmente acontece com outros tipos de concreto, porque a quantidade de água na sua composição é muito pequena, da ordem de $a/c = 0,20$, que reage rapidamente com as partículas de cimento e confere resistências à tração elevadas a curto prazo, que minimizam o risco de fissuração. “Como a hidratação é muito rápida, a camada mais superficial endurece muito rapidamente, restando a pouca água de amassamento ainda livre em seu interior”, completou. Por isso, pode-se dizer que o UHPC é um concreto que não necessita de cura.

Tutikian apresentou a produção de placas pré-moldadas de UHPC com 1cm de espessura. Essas placas são conjugadas em pares, juntamente com materiais de preenchimento isolantes, para formarem a espessura de 10 cm das paredes de casas populares com cerca de 40 m². Todo o sistema foi projetado para caber em um caminhão-contêiner e, assim, um caminhão pode transportar uma casa inteira em cada viagem. No canteiro, os trabalhos são, apenas, de montagem e solidarização dos elementos da casa.

A reduzida espessura das placas viabilizou economicamente o sistema construtivo,

pois, “a despeito do metro cúbico do UHPC ser mais custoso do que o concreto convencional, o volume requerido no sistema construtivo é cinco vezes menor”, detalhou Tutikian.

Para ele, o uso do UHPC em sistemas construtivos ainda é reduzido no país porque as fibras metálicas ou de PVA são importadas, não havendo empresas nacionais produzindo as fibras usadas neste tipo de concreto, o que acaba por encarecer o produto final.

Paulo Helene discutiu as vantagens econômicas e ambientais do controle tecnológico do concreto passar da idade tradicional de 28 dias para 63 dias.

A partir das equações prescritas no *fib Model Code 2020* para estimar o crescimento da resistência do concreto até 50 anos e, usando as equações de decréscimo da resistência devido às cargas de longa duração (período de tempo de permanência da carga elevada superior a 15 minutos), Helene demonstrou que, na maioria das estruturas de edificações com mais de 5 pisos, é possível considerar que a carga de projeto só vai atuar depois de 60, 90 dias ou até 1 ano de idade. “É o caso típico de fundações e pilares de edifícios comerciais e residenciais” afirmou o Diretor da PhD Engenharia, mostrando que é conveniente, viável e seguro considerar idades superiores a 28 dias como as idades reais de carregamento da estrutura.

“Aproveitar esse crescimento natural das propriedades do concreto, enquanto não é submetido a cargas elevadas, hoje é seguro e está dentro dos princípios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, respaldado pelo texto do *fib Model Code 2020*, a norma

técnica internacional de referência para a engenharia de concreto no mundo e no Brasil” afirmou o vice-presidente do IBRACON.

Nas projeções numéricas obtidas a partir dessas equações preditivas que combinam crescimento da resistência do concreto por conta da hidratação progressiva e permanente do cimento com a idade versus o decréscimo da resistência devido à carga de longa duração (conhecido por efeito Rusch no Brasil), Helene mostrou que controlar o fck a 63 dias de idade e/ou considerar o to, idade de início da ação das cargas elevadas de projeto aos 91 dias ou mais, conduz a significativa redução do consumo de cimento por m³, com consequente benefício ambiental.

Na sequência de sua apresentação, Paulo Helene buscou sustentar sua afirmação pela realização de exercícios paramétricos. Ele concluiu propondo que a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118) deveria ser revisada para facultar projetar para os 63 e 91 dias, “permitindo a quem for capaz e se sentir seguro, poder projetar com f_{ck} de 28, 63 e 91 dias”. “Introduzir esta possibilidade opcional na norma, que hoje é restritiva, poderá trazer grandes benefícios ambientais à sociedade e ao planeta, pois se encaixa perfeitamente no grande movimento nacional de valorização da sustentabilidade das estruturas de concreto”, finalizou.

Por fim, o presidente do IBRACON, Julio Timerman, agradeceu aos palestrantes e aos cerca de 70 participantes presentes, convidando-os para estarem presentes no 67º Congresso Brasileiro do Concreto, a ser realizado em Natal, de 30 de setembro a 3 de outubro.

Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis

Fórum que reúne especialistas brasileiros e portugueses para debater inovações e soluções em materiais de construção com menor impacto ambiental, o Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis (CLBMCS 2026) vai acontecer de

3 a 6 de novembro, em Fortaleza, Ceará. Realizado pela Universidade Federal do Ceará, o evento está organizado em torno dos seguintes eixos temáticos: materiais sustentáveis e inovadores, construções sustentáveis e bioarquitetura, tecnologias sustentáveis, eficiência na constru-

ção civil, economia circular e reciclagem, descarbonização e desenvolvimento sustentável, avaliação e modelação da sustentabilidade, reabilitação e conservação do patrimônio, e estudos de caso.

Mais informações:

<https://www.clbmcs2026.com.br>

IBRACON na Estrada Gaúcha



Participantes do IBRACON na Estrada Gaúcha em Passo Fundo



Participantes do IBRACON na Estrada Gaúcha em Torres

A Regional do IBRACON no Rio Grande do Sul realizou no último dia 20 de agosto mais uma edição do IBRACON na Estrada Gaúcha. Desta vez, o encontro ocorreu em Passo Fundo, na Escola Politécnica da Atitus, reunindo 50 participantes, que assistiram à palestra do Eng. Carlos

Britez, diretor técnico do IBRACON. Britez abordou as estratégias para alcançar protocolos de baixo carbono na construção civil, com foco em concretos de elevada resistência e módulo de elasticidade.

O encontro contou ainda com apresentações técnicas sobre concretos reforçados com fibras de aço e adi-

tivos de nova geração aplicados em concretos de baixo carbono.

O IBRACON na Estrada Gaúcha é uma série de encontros da Regional realizados em cidades gaúchas. No dia 20 de junho, o encontro foi na UCS – Campus Torres e discutiu pavimento urbano de concreto.

IBRACON/MG apoia SEMPAT

A quinta edição do Seminário de Patologias das Construções, realizado pela Alconpat, ocorreu no último

13 de agosto na PUC-MG, em Belo Horizonte. O evento, apoiado pela Regional do IBRACON em Minas Gerais, contou com

palestra e mediação de seu diretor, Prof. Ricardo Bento, que abordou o controle tecnológico do concreto na prática.

IBRACON/RN realiza Workshop

A Regional do IBRACON no Rio Grande do Norte realizou seu décimo workshop,

no último dia 18 de agosto, no auditório do CREA-RN, em Natal. No evento, o coordenador técnico da

ABESC, Eng. Álvaro Barbosa, abordou o futuro do concreto dosado em central.



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



67º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

Natal 2026
30 de setembro a 3 de outubro

INSCRIÇÕES ABERTAS!

MAIOR EVENTO TÉCNICO-CIENTÍFICO SOBRE O CONCRETO NO BRASIL

PROGRAMAÇÃO

- Conferências plenárias
- Seminários
- Sessões técnico-científicas
- Concursos estudantis
- Cursos

PATROCÍNIO E EXPOSIÇÃO

- Feira Brasileira da Construção em Concreto
- Seminário de Novas Tecnologias
- Logotipagem do evento

EVENTO PARALELO



15º CONGRESSO INTERNACIONAL IBERO-AMERICANO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

30 de setembro a
2 de outubro de 2026



MAIS INFORMAÇÕES



www.ibracon.org.br



[ibracon_oficial](#)



[ibraconOffice](#)



[ibraconOffice](#)



office@ibracon.org.br

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