



CONCRETO

& Construções

Ano XXXVI | Nº 50
Abr. • Mai. • Jun. | 2008
ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto

CENTENÁRIO NIEMEYER



Homenagem do
IBRACON a este
gênio da arquitetura

MANTENEDOR



BASF inaugura
primeira fábrica
de PCE no Brasil

ARTIGO CIENTÍFICO



Cisalhamento em
lajes alveolares em
concreto protendido



**AÇO NA
CONSTRUÇÃO CIVIL:
PRESENTE EM OBRAS
DE CONCRETO DE
PEQUENO E
GRANDE PORTE**

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

ADITIVOS



MC-Bauchemie
Innovation in building chemicals



MELBAR



OTTO BAUMGART-VEDACT



DENVER
IMPERMEABILIZANTES



CHRYSO



GRACE
Construction Products



Durolit



BASF
The Chemical Company



INSTITUTO DE ABRASBR



viapol

Novos materiais e processos para obras

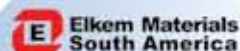
EQUIPAMENTOS



Equipamentos e Sistemas de Ensaio



ADIÇÕES



Elkem Materials
South America



Metacaulim



Tecnosil
Concreto de Alto Desempenho

JUNTAS



JEUNE

ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



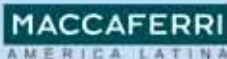
PUC
CAMPINAS
UNIVERSIDADE CATÓLICA



Instituto de Pesquisas Tecnológicas



ARMADURA



MACCAFERRI
AMERICA LATINA



GERDAU
AÇO PARA CONSTRUÇÃO CIVIL



BELGO
Grupo Arcelor

ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



Pasqua &
Graziano
associados



TQS



THEMAG
ENGENHARIA

FRANÇA & ASSOCIADOS
ENGENHARIA, ARQUITETURA E URBANISMO



PBR
PROJETOS E CONSULTORIA



JKMF



FRANÇA & ASSOCIADOS

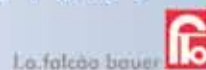
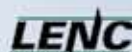
JUNTE-SE A ELAS

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

PRÉ-FABRICADOS



CONTROLE TECNOLÓGICO



EPT - ENGENHARIA E PESQUISAS TECNOLÓGICAS S.A.

CONSTRUTORAS



FÓRMAS



CIMENTO



AGREGADOS



GOVERNO



CONCRETO



Instituto Brasileiro do Concreto
Fundado em 1972
Declarado de Utilidade Pública Estadual
Lei 2538 de 11/11/1980
Declarado de Utilidade Pública Federal
Decreto 86871 de 25/01/1982

Diretor Presidente
Rubens Machado Bittencourt

Diretor 1º Vice-Presidente
Paulo Helene

Diretor 2º Vice-Presidente
Mário William Esper

Diretor 1º Secretário
Nelson Covas

Diretor 2º Secretário
Sonia Regina Freitas

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor Técnico
Carlos de Oliveira Campos

Diretor de Eventos
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa

Diretor de Marketing
Alexandre Baumgarten

Diretor de Relações Institucionais
Wagner Roberto Lopes

Diretor de Cursos
Juan Fernando Matias Martin

Diretor de Certificação de Mão-de-obra
Júlio Timerman

SUMÁRIO

Aço para Construções em Concreto

O aço está presente numa infinidade de obras de concreto. Saiba mais a partir da pág. 15.

15



Tecnologia

Realcalinização eletroquímica: prevenção ou reabilitação?

37



E MAIS...

- 5 Editorial
- 6 Converse com IBRACON
- 9 Personalidade Entrevistada. Fernando Stucchi
- 15 Alvenarias
- 23 Mercado Nacional
- 25 Ponte Octávio Frias de Oliveira
- 30 Mantenedor
- 31 CA-50 de 40mm
- 42 Concreto com fibras de aço
- 48 Entidades Parceiras
- 50 Concreto protendido
- 56 Oscar Niemeyer: centenário
- 67 Norma brasileira sobre fibras de aço
- 77 Mercado Setorial
- 80 Telas soldadas em lajes: indicadores
- 86 Paredes estruturais de concreto
- 90 Acontece nas Regionais
- 93 Cabos de protensão
- 102 NBR 7480
- 104 Artigo Científico
- 116 Recordes de Engenharia

REVISTA CONCRETO & CONSTRUÇÕES
Revista Oficial do IBRACON
Revista de caráter científico, tecnológico e informativo para o setor produtivo da construção civil, para o ensino e para a pesquisa em concreto

ISSN 1809-7197
Tiragem desta edição 5.000 exemplares
Publicação Trimestral
Distribuída gratuitamente aos associados

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

EDITOR
Fábio Luís Pedrosa – MTB 41728
fabio@ibracon.org.br

DIAGRAMAÇÃO
Gill Pereira (Ellementto-Arte)
gill@elementto-arte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO
Fernanda Evangelista
fernanda@ibracon.org.br

Gráfica: Ipsis Gráfica e Editora

Preço: R\$ 12,00 – **Tiragem:** 5.000 exemplares

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

Copyright 2007 IBRACON. Todos os direitos de reprodução reservados. Esta revista e suas partes não podem ser reproduzidas nem copiadas, em nenhuma forma de impressão mecânica, eletrônica, ou qualquer outra, sem o consentimento por escrito dos autores e editores.

PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL
Túlio Bittencourt, PEF-EPUSP, Brasil

COMITÊ EDITORIAL
Ana E. P. G. A. Jacintho, UNICAMP, Brasil
Joaquim Figueiras, FEUP, Portugal
José Luiz A. de Oliveira e Sousa, UNICAMP, Brasil
Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, UFRGS, Brasil
Paulo Helene, PCC-EPUSP, Brasil
Paulo Monteiro, UC BERKELEY, USA
Pedro Castro, CINVESTAV, México
Raul Husni, UBA, Argentina
Rubens Bittencourt, IBRACON, Brasil
Ruy Ohtake, ARQUITETURA, Brasil

IBRACON
Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68
Jardim Olímpia – CEP 05542-120
São Paulo – SP



Créditos Capa:
Condomínio Terra Nova
Rodobens

Ajudar a fazer o que é bom ficar ainda melhor

Fiquei muito lisonjeado por ser convidado novamente para compor a diretoria do IBRACON. Na gestão anterior, como conselheiro, e agora, como diretor de Marketing, posso dizer que me sinto parte da história do Instituto, uma vez que a Vedacit/Otto Baumgart caminha com o Ibracon desde a época em que foi criado e, como parte da equipe da empresa, orgulho-me também de ser um representante da sua segunda geração, encarregada também de levar esse relacionamento em frente.

Minha afinidade com o concreto não vem apenas do DNA que está na família desde épocas de meu tio-avô, o engenheiro Emílio Baumgart. Nem por fazer parte da quarta geração consecutiva de engenheiros da família. Está fundamentalmente na filosofia de pesquisa e qualidade que norteia nossos negócios há 72 anos.

Tenho agora a difícil incumbência de fazer o que já era bom ficar ainda melhor. Na tentativa de cumprir com a tarefa a que fui encarregado, vou colocar um pouco da minha experiência a favor do IBRACON para divulgar o Instituto e, assim, aumentar seu número de associados. Ao mesmo tempo, será uma busca por fazer crescer o reconhecimento que a instituição merece.

Aproveitar os bons ventos da construção civil, afinal, quanto mais obras melhor, e ninguém melhor que o IBRACON para fornecer o conteúdo técnico e informativo necessário e isento para assegurar qualidade e longevidade às construções.

E um dos canais para atingirmos tais objetivos é o da comunicação direta e clara, como a que se pratica na revista Concreto & Construções, que nesta edição tem como matéria de capa "Aço para obras de concreto", e que gerou a manifestação de várias empresas, através de artigos.

Aço e concreto, uma parceria de sucesso, que está também em outros temas dessa edição como a ponte estaiada Octávio Frias de Oliveira, um novo marco na paisagem de São Paulo. Ponte na qual o aço une e sustenta, numa mistura de arte, tecnologia e criatividade. Edição que reverencia Oscar Niemeyer, em seu centenário, e a quem se deseja vida ainda mais longa. A ele e a seus seguidores que, com arte e engenharia, tornam o concreto um dos mais belos, versáteis e fascinantes materiais.

Edição que fala de um mercado aquecido e que assim deve permanecer por um bom tempo. Tomara! Que trata ainda de lajes alveolares, uma saída leve para problemas pesados.

São muitos os motivos para ler e guardar esta edição de Concreto & Construções e que lança, como sempre acontece quando o assunto é informação, o desafio de ser superada pelo próximo número.

Boa leitura!

ALEXANDRE BAUMGART
Diretor de Marketing do IBRACON



Converse com o IBRACON

Dúvida técnica **Prezado Fábio,**

Conforme contato telefônico, nossa empresa é uma fábrica de plásticos que produz laminados para a construção civil.

Nosso pessoal técnico está estudando a interação plástico X concreto buscando otimizar a vida útil de nossos produtos e para tanto preciso da composição básica do concreto normalmente usado na construção civil, além dos itens já bastante conhecidos como água, cimento, areia e aditivos. Desde já agradeço a sua colaboração.

Atenciosamente,

Carlos Eduardo Pires da Fonseca – Departamento Comercial – Sansuy S.A. Ind. de Plásticos

Prezado Carlos,

Segue resposta de nosso diretor técnico:

O concreto é basicamente um compósito elaborado com cimento, areia, brita e água. Atualmente não se admite a elaboração do concreto sem aditivos e adições. Entende-se como aditivos os produtos químicos que atuam no concreto alterando qualquer propriedade no estado fresco ou endurecido. São os aceleradores ou retardadores de pega, redutores de água e mais um grande número de modificadores de propriedades.

As adições são incorporações minerais ou orgânicas, geralmente com teores mais elevados, acima de 5% em relação à massa do cimento. Nesta categoria os mais usuais são: microsilica, metacaulim, filler de pedra, fibras orgânicas e metálicas. As adições orgânicas são, na grande maioria, látex de PVA, SBR e acrílico e resinas epoxídicas.

O concreto, de maneira geral, contém um eletrólito de pH alto, acima de 12,5, devido principalmente a presença do Hidróxido de Cálcio –Ca(OH)₂, e levemente alcalino – Sódio e Potássio. Com o tempo, em presença de umidade, o Gás Carbônico – CO₂ reage com o hidróxido de cálcio, reação de carbonatação, e o pH, na superfície, pode cair drasticamente.

A pergunta é um tanto genérica, mas, em linhas gerais, estes são nossos comentários.

Eng. Carlos Campos – Diretor Técnico IBRACON

Revista CONCRETO **Boa tarde!**

Preliminarmente apresento-me: meu nome é James

Antonio Roque e sou engenheiro civil na Caixa Econômica Federal.

Tenho recebido algumas vezes publicações dessa conceituada associação, gratuitamente, o que aproveito para agradecer à instituição e informar que os assuntos tratados nas publicações têm auxiliado minha atualização a respeito dos conhecimentos do segmento, e tem sido repassado aos colegas de nosso setor de engenharia.

Assim, o motivo para enviar-lhe esta mensagem é socorrer-me no sentido de alterar o endereço de envio das publicações (relevantes e interessantes), ou, solicitar-lhe a gentileza de encaminhar ao setor competente para que altere o cadastro de encaminhamento, como abaixo indicado. Agradeço antecipadamente.

Saudações,

Eng. James Antonio Roque – Caixa Econômica Federal – Representação de Desenvolvimento Urbano – Jundiaí

Caro eng. James,

Muito nos satisfaz saber que a revista é utilizada pelos agentes da cadeia da construção civil. Estaremos prontamente providenciando a atualização de seu cadastro.

Atenciosamente,

Fábio Luís Pedroso

Editor revista CONCRETO & Construções

Homenagem do American Concrete Institute*

Prezados Colegas da Comunidade,

É com muita satisfação que anuncio a todos um fato marcante. O nosso colega eng. Selmo Chapira Kuperman foi homenageado no último domingo, 30/03/2008, pelo ACI como um Membro Honorário.

A homenagem ocorreu em Los Angeles na SPRING CONVENTION. Esta é a mais alta condecoração fornecida pelo ACI a um profissional. Para entender melhor o significado e a importância deste prêmio, no Brasil apenas três engenheiros já foram agraciados. São eles:

- Telêmaco Hippolyto Van Langendonck
- Francisco de Assis Basílio
- Augusto Carlos Vasconcelos

Segundo relatos do nosso colega Júlio Timerman, que lá estava presente, foi uma bela cerimônia com direito a um discurso emocionado e brilhante do eng. Selmo.

Discorrer sobre as inúmeras qualidades do Selmo, tanto pessoais, técnicas, gerenciais etc, é um pleonasmo. Portanto, parabéns ao eng. Selmo, um legítimo merecedor do tão significativo prêmio.

Saudações,

Nelson Covas – Diretor-Secretário do IBRACON/TQS – SP

**Divulgado inicialmente na Comunidade TQS*

APO nos Estados Unidos

Com as mãos na massa e nos cálculos, três alunos do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário da FEI (Fundação Educacional Inaciana) projetaram e construíram uma peça de concreto para disputar a Egg Protection Device Competition (Competição de Aparato de Proteção ao Ovo), do American Concrete Institute (ACI), em Los Angeles, Califórnia, nos EUA.

Já tradicional entre universidades de Engenharia Civil dos Estados Unidos e países da América Latina, o desafio dos estudantes é submeter a peça de concreto armado a um impacto de uma carga de 15kg, protegendo um ovo embaixo dela. O peso deve cair de uma altura de 0,5m e, caso o ovo não quebre, é lançado a uma altura de 1m e depois de 1,5m, assim sucessivamente. O objetivo é avaliar qual pórtico de concreto oferece a maior resistência a cargas de impacto.

No ano passado, os três alunos Bruno César Rotondi, Kleber Di Donato e Renato Batista da Silva foram campeões da categoria no Brasil, em um concurso promovido pelo Ibracon (Instituto Brasileiro do Concreto), que reuniu mais de 20 universidades do Brasil. “Estes desafios valorizam a qualificação dos estudantes de Engenharia Civil, área que atualmente apresenta carência de profissionais para trabalhar em obras vitais e estratégicas do País”, afirma o professor Kurt Amann, coordenador do curso de Engenharia Civil da FEI.

Ao todo, 20 universidades estão inscritas no concurso. As três primeiras equipes terão os trabalhos publicados na revista Concrete International e também receberão um prêmio simbólico em dinheiro. “Além de vivenciar um estudo teórico do concreto, eles têm a chance de fabricar as peças manualmente, melhorar as propriedades dos materiais e, principalmente, trocar conhecimento com estudantes de outras universidades”, acrescenta o professor.

Assessoria FEI

King Abdullah University of Science and Technology Announces Inaugural Global Research Partnership Investigator Winners: Paulo Monteiro, IBRACON member, is among them

King Abdullah University of Science and Technology (KAUST) announced the names of the winners of its Global Research Partnership (GRP) Investigator competition. Twelve international scientists were selected as KAUST Investigators for the 2007 round of nominations, which featured more than 60 submissions from 38 of the world's leading research universities.

Through the GRP, KAUST, a new world-class, graduate-level research institution currently under development in Saudi Arabia, is providing individual research assistance to a group of highly accomplished scientists and engineers who are dedicated to a wide range of research topics of global significance with particular importance to

Saudi Arabia and the region. Their research includes issues such as water desalination, renewable and sustainable next-generation energy sources, genomics of salt-tolerant plants, durable and environmentally friendly construction materials, sustainable utility of hydrocarbons, low-cost high-efficiency solar technology, and the application of computational science to human health and biotechnology.

His Excellency Minister Ali Ibrahim Al-Naimi, Saudi Arabia's Minister of Petroleum and Mineral Resources and Chairman of the Board of Trustees of KAUST, said, “We are pleased that these exceptionally talented individuals have chosen to partner with KAUST to bring their significant scientific and technological contributions to life. Their specific research will not only stimulate the growth of Saudi Arabia's emerging knowledge-based economy but also serve as a cornerstone of scientific advancement for the good of all people the world over.”

The winners of the competition are as follows:

* *Dr. Yi Cui* - Assistant Professor, Department of Materials Science and Engineering at Stanford University in the United States **

* *Dr. Ahmed F. Ghoniem* - Ronald C. Crane Professor of Mechanical Engineering at the Massachusetts Institute of Technology in the United States **

* *Dr. Nicholas Paul Harberd* - Professor, Department of Plant Sciences at the University of Oxford in the United Kingdom **

* *Dr. Nobuyasu Ito* - Associate Professor, Department of Applied Physics at the University of Tokyo in Japan **

* *Dr. William Koros* - Professor and Roberto C. Goizueta Chair for Excellence in Chemical Engineering at the School of Chemical and Biomolecular Engineering at the Georgia Institute of Technology in the United States **

* *Dr. Bruce Logan* - Professor of Environmental Engineering at Pennsylvania State University in the United States **

* *Dr. Peter A. Markowich* - Professor of Applied Mathematics at the Centre for Mathematical Sciences at the University of Cambridge in the United Kingdom **

* ***Dr. Paulo Monteiro* - Professor of Civil and Environmental Engineering at the University of California, Berkeley in the United States ****

* *Dr. Bengt Nordén* - Chair Professor of Physical Chemistry, Department of Chemical and Biological Engineering at Chalmers University of Technology in Sweden **

* *Dr. Edward Hartley Sargent* - Professor and Canada Research Chair in Nanotechnology at the University of Toronto in Canada **

* *Dr. Brian Stoltz* - Ethel Wilson Bowles and Robert Bowles Professor in the Division of Chemistry and Chemical Engineering at the California Institute of Technology in the United States **

* *Professor Anna Tramontano* - Professor of Biochemistry at the University of Rome, La Sapienza in Italy

Each KAUST Investigator is expected to spend between three weeks and three months per year on the KAUST campus in Saudi Arabia participating in

the research and academic life of the institution. Additional personnel exchanges including the Investigators or their research personnel will be arranged according to the needs of the collaborative work established with KAUST's faculty.

"The dedication to the pursuit of knowledge exemplified by these exceptional researchers and their commitment to the global scientific community serve as crucial building blocks to KAUST's mission," said KAUST President-designate Choon Fong Shih. "As we continue to create this global institution of world-class excellence, it will be important for us to connect with such high caliber researchers in support of addressing global solutions."

KAUST Interim President Nadhmi Al-Nasr said, "KAUST intends to become a major new contributor to the global network of collaborative research.

As a convener, it will enable researchers from around the globe and across all cultures to work together to solve challenging scientific and technological problems that are of the utmost importance."

"The KAUST Investigators selection panel was composed of 14 distinguished and world-renowned scientists and engineers," remarked the chairman of the selection committee, Dr. Frank Press. He added that "members include two Nobel laureates, a winner of the Fields Medal and the King Faisal Prize, and experts who have received international recognition for their accomplishments in science and engineering."

The selection methodology for choosing Investigators was very rigorous to give full consideration to all nominations, with special focus on the merits of the leading-edge research that was proposed and the po-

tential contributions of the exceptional group of research scientists and engineers who were nominated. The criteria for evaluation included each researcher's record of accomplishment to date and the direct relevance of the proposed research to the mission areas of KAUST, including energy and environment; materials science and engineering; biosciences; and applied mathematics and computational science.

The KAUST Investigators' part of the University's Global Research Partnership (GRP) is a peer-reviewed, merit-based, competitive program to assist research in areas of science and technology that are important to Saudi Arabia, the region, and the world. The GRP is a key initiative designed to serve KAUST's developmental and long-term sustainability needs by establishing strong links between KAUST and the existing global research enterprise. To that end, KAUST launched the GRP in August 2007 as a part of its strategy to build the University's research capacity.

As with other world-class non-profit research funding enterprises, the annual GRP process begins with a broad solicitation of proposals and relies on a competitive, independent peer review process to select and fund research carried out at the proposing institution on the basis of quality and relevance to KAUST's mission.

Under the GRP, there are three main programs: Investigators (individual scientists), Centers (multiple investigators), and Fellows (post-doctoral researchers). KAUST is expected to announce grants recipients for Centers and Fellows in the second quarter of 2008.

<http://www.kaust.edu.sa/news-releases/investigator-winners08.aspx> ◆

Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais

Adquira o livro Materiais de Construção Civil, a mais recente publicação didática lançada pelo IBRACON. Editado em dois volumes, sob coordenação do Prof. Geraldo Isaia, o livro-texto é referência indispensável para os estudantes de engenharia civil e arquitetura e para os profissionais da construção civil.

Ficha técnica

- 2 volumes
- 1.700 páginas
- 51 capítulos
- 85 autores
- Capa dura

Acesse o sumário da obra:

www.ibracon.org.br

PREÇOS

Não-sócios: R\$ 250,00

Sócios: R\$ 200,00

Estudantes: R\$ 150,00



IBRACON



Fernando Rebouças Stucchi

Engenheiro Civil (1975), Doutor (1991) e Titular (2007) pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Fernando Stucchi é professor de Pontes e Grandes Estruturas na USP desde 1980, Presidente da Comissão de Revisão da NB1/NBR-6118/ABNT, NBR-8681/ABNT, NBR-9187/ABNT, NBR-15200/ABNT e Membro Votante do ACI.

É Diretor da EGT Engenharia. Foi responsável, dentre outras obras, pelo Controle de Qualidade do projeto da Ponte sobre o rio Guamá, em Belém; pelo projeto de 4 pontes em consolos sucessivos sobre o Rio Tietê no Rodoanel; trecho Sumaré/ Luminárias na Linha V. Madalena / V. Prudente; pela duplicação da Estação Ana Rosa, extensão Pedro Cacunda/ Ponte Pensa da Linha Norte/ Sul do Metrô de São Paulo; pela monitoração da ponte metroviária sobre o Rio Pinheiros da CPTM em Santo Amaro; pela 4ª Linha de Lingotamento Contínuo da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN); pela Ampliação do Cais do Tecon-Conceiçãozinha; e por ante-projetos da ponte sobre o Tacon na auto estrada Lyon-Geneve e passarela sobre o Marne, ligando Saint Maur a Creteil, na França.



IBRACON – O que o motivou a cursar engenharia civil?

Fernando Rebouças Stucchi – Esse tipo de escolha é sempre muito difícil de explicar porque é uma decisão subjetiva, intuitiva, isto é, não depende só de dados objetivos.

Mesmo assim, devo dizer que, desde relativamente pequeno, tinha muito interesse no que o papai fazia. Ele, Tulio Stucchi, era engenheiro civil e atuava como projetista e executor daquilo que projetava, como o Ginásio do Paulistano e a Ponte de Freguesia sobre o Tietê.

É também interessante acrescentar que algumas vezes ele me dizia que, quando bem pequeno, antes mesmo de entender o mais grosseiro conceito da palavra Engenharia, sempre que ganhava um brinquedo, em vez de sair brincando, eu ficava observando e, sempre que conseguia, começava a desmontá-lo. Por sorte não me proibiram de fazê-lo e certamente me ajudavam a remontá-lo. Essa curiosidade e gosto pela pesquisa de como as coisas são feitas e funcionam, ou melhor, qual é a lógica que está por trás das coisas, deve ter muito a ver com a resposta à sua pergunta.

É sempre bom lembrar que estávamos nos anos setenta, a engenharia estava a todo vapor.

IBRACON – Quando começou a trabalhar como projetista estrutural? Por que escolheu esse campo de trabalho? Qual foi seu primeiro projeto estrutural?

Fernando Rebouças Stucchi – Comecei no início de 74, como estagiário na Projest, trabalhando no cálculo de esforços solicitantes em edificações. Em 1975, comecei na Maubertec, projetando edificações. Pontes, só em 76, após a lua de mel e a formatura.

Um projeto interessante do qual me lembro bem, que calculei inteirinho em 75, foi a Cobertura da Colônia de Férias do Sindicato dos Têxteis da Praia Grande. Ela tinha 50x100m em planta (projeto Vilanova Artigas, aliás colega de turma do papai). Na transversal, ela era nervurada e as nervuras tinham vãos de 35m e dois balanços de 5m. Na longitudinal, essas nervuras se apoiavam em duas grandes longarinas apoiadas sobre duas linhas de pilares através de neoprenes. A cobertura era feita de concreto protendido nas duas direções.

Na verdade, desde antes de entrar na Poli, sempre pensei em ser projetista. Não me lembro de ter dúvida. Eu, certamente, nunca imaginei que nossos governantes fossem, nem mesmo que pudessem, tomar as decisões que tomaram esses anos todos desde 78, prejudicando enormemente a construção do nosso país, principalmente sua infra-estrutura e todas as profissões que nela estariam envolvidas. Agora, eles querem crescer e terão muita dificuldade, não mais por falta de dinheiro, mas de quantidade de engenheiros. Temos formado poucos engenheiros em todos esses anos e ainda perdido boa parte deles para outras atividades.

IBRACON – O que é ser engenheiro estrutural nos dias de hoje? O profissional foi desvalorizado com o advento dos softwares de cálculo, ou, ao contrário, sua atuação hoje em dia se faz mais necessária?

Fernando Rebouças Stucchi – Penso que o computador, hoje e pelo menos a médio prazo, só será útil para calcular estruturas.

Nessas circunstâncias, a habilidade de cálculo perde valor para o engenheiro, enquanto ganham importância a criatividade para conceber estruturas e seus métodos construtivos e a sagacidade para perceber o que pode dar errado, não só no projeto e na obra, permitindo criar condições que contornem esses defeitos, mas principalmente nas saídas do computador. Hoje em dia, os maiores erros estão na nossa comunicação com o computador, entrada ou saída.

Nessas condições, penso que nosso trabalho diminuiu, mas ficou mais nobre.

IBRACON – Quais as lições que mais têm marcado sua carreira profissional?

Fernando Rebouças Stucchi – Certamente é com os erros que mais aprendemos. É mais fácil com os erros dos outros, mas é mais profundo com os nossos.

A engenharia não é uma ciência exata, é uma atividade de risco, que junta física, criatividade e bom senso.

Como disse Guimarães Rosa, viver é perigoso. Acrescento que viver como engenheiro é ainda mais, com certeza.

A engenharia não é uma ciência exata, é uma atividade de risco, que junta física, criatividade e bom senso.

Para poder aproveitar com os erros é necessária muita humildade, começando por perceber que podemos de fato cometer erros grosseiros, mas também podemos fazer avaliações deficientes ou usar critérios limitados, especialmente quando analisamos problemas novos.

Toda vez que enfrentamos um problema novo, precisamos aceitar que temos que nos dedicar a conhecê-lo melhor, a compreendê-lo.

Para isso a questão central é fazer as perguntas certas. Mas quem sabe quais são elas?

IBRACON – *Como professor, como vê a formação dos engenheiros na Academia? Ela tem atendido as responsabilidades técnicas e civis exigidas pelo mercado e pela sociedade?*

Fernando Rebouças Stucchi – Essa é uma questão difícil. Certamente, existem boas Escolas de Engenharia no Brasil, do nível das melhores do mundo, mas existem outras deficientes. Creio que, de alguma forma, precisamos uniformizar isso por cima, é claro, e em todas as profissões.

Outra coisa que precisa ser lembrada é que não se pode basear todo um curso de engenharia em professores acadêmicos em dedicação exclusiva. Eles são importantes para uma série de coisas, como assistência aos alunos, pesquisa, etc, mas não se pode abrir mão de professores profissionais em dedicação parcial. Não se pode ensinar cirurgia sem ser cirurgião. Infelizmente, essa avaliação não é unânime.

Outra questão importante é o entendimento e a correta avaliação do alcance da nossa atividade em relação à sociedade e ao ambiente. Nesse sentido, os cursos estão sofrendo significativas alterações.

IBRACON – *O Brasil está formando engenheiros civis em quantidade suficiente para atender o recente aquecimento do setor da construção civil? O mercado está preparado para o desenvolvimento sustentável do setor?*

Fernando Rebouças Stucchi – Na verdade, temos formado poucos engenheiros em relação às necessidades da sociedade, desde meados dos anos 80.

Como os governos decidiram administrar o país como contadores, sem ânimo para arriscar e com

muita vontade de pagar as dívidas do país, a falta de engenheiros não foi muito sentida, mas o déficit de infra-estrutura e habitação foi crescendo. Além de formar poucos engenheiros, estamos perdendo profissionais para outras atividades, como Administração e Economia, em que nossos alunos acabavam deslocando os profissionais naturais.

Só para dar uma idéia, no ano de 2006 o Brasil formou 19000 engenheiros, o que pode parecer muito, mas é bem pouco. Nesse mesmo ano, a Coréia, que tem a metade da população do Brasil, formou 80000 engenheiros, enquanto a China, oito vezes mais populosa, formou 300000 engenheiros.

Por conta desse fato, as escolas de engenharia estão tentando aumentar o número de vagas de seus cursos, eventualmente com cursos noturnos.



O cálculo automático tem dificultado para os engenheiros aprimorar seus conhecimentos intuitivos.



IBRACON – *Quais as principais mudanças ocorridas em sua experiência profissional na forma de conceber os projetos estruturais? Como tais mudanças refletem a evolução da tecnologia do concreto? Exemplifique.*

Fernando Rebouças Stucchi – Não entendo que o modo de conceber tenha mudado. Ele é um processo criativo, baseado em processos inconscientes e intuitivos

como sempre foi. Só podemos começar a calcular uma estrutura depois de tê-la concebido integralmente, a estrutura e o método construtivo.

É interessante notar que nunca o processo de cálculo termina com uma avaliação da concepção do tipo. Os cálculos passam ao largo da concepção. Eles são fundamentais para detalhar um projeto. Esses processos não estão, no entanto, habilitados a avaliar a qualidade de concepção da solução. Isso é muito mais complicado. Um engenheiro competente pode fazer isso analisando os resultados dos cálculos, mas ainda não existe programa capaz de fazê-lo sozinho.

Penso que o cálculo automático tem dificultado para os engenheiros aprimorar seus conhecimentos intuitivos. A conversa do engenheiro com a estrutura ficou muito mais rápida e não dá tempo para aprofundar e introjetar os novos conhecimentos. Assim, a concepção de novas soluções parece mais difícil.

Por outro lado, o desenvolvimento de novos

materiais como Concreto de Alto Desempenho, Concreto Armado com Fibras de Aço, de Vidro ou de Carbono, tem aberto mais alternativas, o que enriquece o processo criativo. Precisamos, urgentemente, nos apropriar intuitivamente desses novos materiais para que possamos utilizá-los em toda a sua potencialidade.

IBRACON – *Quais as tendências para o concreto e suas estruturas no Brasil nos próximos anos? Como tais tendências afetarão o trabalho do projetista?*

Fernando Rebouças Stucchi – Entendo que o espaço para o concreto armado normal ainda será grande por muito tempo. De qualquer forma, os concretos especiais como o CAD, as fibras de aço, de Vidro ou de carbono terão seu espaço crescente.

Esses materiais novos estarão a exigir novas concepções estruturais e construtivas, o que exigirá mais de nossa criatividade. Para dar resposta a essa exigência, precisaremos de uma intuição bem ajustada a esses materiais, mas precisaremos também de um bom número de ensaios de laboratório. Isso quer dizer que precisamos de bons Laboratórios. É importante perceber que os ensaios, além de dar resposta científica a questões objetivas, ajudam bastante a aferir a nossa intuição com a realidade. Eles são fundamentais.

IBRACON – *A NBR 6118/03 vai completar cinco anos de vigência. O que mudou no modo de projetar e executar estruturas de concreto neste tempo? A norma está bem disseminada no país?*

Fernando Rebouças Stucchi – Acredito que a revisão de 2003 tenha conseguido dar um bom passo adiante, mas agora, com os comentários da comunidade técnica reunidos pela ABECE, estamos preparando uma revisão menor, de ajuste. Uma nova revisão mais profunda deve ficar para a próxima, talvez daqui a uma meia dúzia de anos.

Pela quantidade de discussões, críticas e comentários, acho que a maior novidade seja a motivação do meio técnico a usar a norma, entendê-la e comentá-la. Esse era, desde o início, o maior objetivo: dar um upgrade na qualidade da nossa engenharia estrutural.

Até, por conta dos programas automáticos de cálculo, como o TQS, o ALTO-QI ou o SISTRUT, a norma hoje é mais considerada que antes. Infelizmente, nem todos assim o fazem, alguns por desconhecimento, outros, por discordarem dela.

É fundamental entender que uma norma não pode ser unânime e, mesmo não concordando com ela em alguns itens, devemos respeitá-la. Se temos de fato prescrições alternativas que julgamos melhores, devemos sugerir-las pelos caminhos oficialmente organizados para tal, e defender sua aprovação. Aprovada a nova revisão, ela passa a ser a nova regra a ser respeitada.

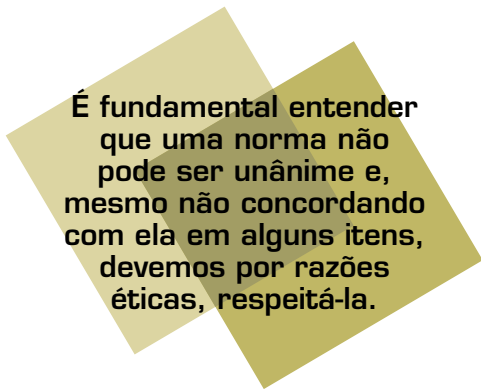
IBRACON – *O conceito mais relevante da norma NBR 6118/03 é o de durabilidade das estruturas, tendo em vista que a sustentabilidade construtiva ganhou muito espaço na opinião pública. As construtoras brasileiras, de um modo geral, têm se pautado adequadamente por este critério?*

Fernando Rebouças Stucchi – Não entendo que esse seja o conceito mais relevante da norma, muito pelo contrário. Entendo que a NBR6118 é uma norma de projeto que estabelece critérios para verificação de todos

os Estados Limites usualmente encontrados na prática. Dentre eles, os mais importantes são aqueles ligados aos limites últimos, mas todos os outros também são importantes. Durabilidade é apenas um desses outros. A nossa norma ainda não usa explicitamente esse nome, mas a FIB já faz isso – Estado Limite de Durabilidade.

Para cada um desses Estados Limites existem critérios, em geral na forma de equações, que devem ser respeitados, mas, adicionalmente, existem detalhes a respeitar que são igualmente importantes para garantir que o Estado Limite esteja afastado.

A questão da durabilidade foi sim uma das maiores mudanças que fizemos, dentro de um objetivo maior de revisar o que estava dando problema de confiabilidade. Assim, foi possível aumentar a durabilidade das nossas obras, exigindo concreto mais compacto e cobertura maior e compensando o correspondente aumento de custo com outras modificações, que permitiram economia por



É fundamental entender que uma norma não pode ser unânime e, mesmo não concordando com ela em alguns itens, devemos por razões éticas, respeitá-la.

terem sobra de confiabilidade. Essa é a questão, por exemplo, dos pilares e da força cortante.

É interessante analisar essa questão da NBR6118 junto com a norma de Incêndio e a norma de Sismo. Essas duas outras normas também vieram no sentido de aumentar a confiabilidade das nossas obras ao longo de todo o Brasil.

Até onde posso ver, entendo que as construtoras estão preocupadas em aplicar esses conceitos de durabilidade com cuidado, até porque são elas que vão responder pelos defeitos prematuros, pelo menos a princípio.

É didático citar, a título de exemplo, o caso da disputa entre uma construtora e uma incorporadora num empreendimento. A construtora queria exigir o respeito à norma e a incorporadora, pasmem os senhores, não queria exigir tal coisa.

IBRACON – *Quais as convergências e as divergências no relacionamento entre o projetista e o construtor no Brasil?*

Fernando Rebouças Stucchi –

Acredito que isso seja muito variável. Depende demais de um e de outro. Como minha experiência maior está na área das obras de infra-estrutura, onde atua meu escritório, devo dizer que existe um bom entendimento. Desconheço construtora que não esteja preocupada com o atendimento das exigências normativas. Algumas delas, inclusive, pagam por iniciativa própria, o controle de qualidade do projeto feito por outro projetista. Já verificamos projetos de outras projetistas e tivemos os nossos projetos verificados. Do meu ponto de vista, é sempre importante entender o projeto como produto de interação de muitos vetores do processo: o cliente, a construtora, o projetista, o verificador e, ainda, alguns sub-empregados. Essa visão menos personalista do projeto facilita o entendimento.

IBRACON – *O país tem assistido ultimamente episódios que colocaram a engenharia brasileira sob suspeição. O caso do Metrô é sintomático. Qual sua opinião sobre esses episódios? Onde está o problema? Existe um problema ou os episódios relacionam-se ao fator de risco inerente à construção?*

Fernando Rebouças Stucchi – Como já foi dito anteriormente, a engenharia é uma atividade de risco e errar é humano, pode acontecer.

Em relação ao acidente da Estação Pinheiros do Metrô, prefiro ainda manter silêncio até a conclusão dos relatórios. Até o momento saiu apenas um relatório e pelo menos dois outros estão a caminho.

De qualquer forma, o que deve ser entendido é que 99% do que foi dito e escrito na época está equivocado ou fora de hora. Num acidente desse tipo, mesmo depois das análises, é muito difícil ser conclusivo, a menos que se descubra algo absolutamente claro, o que é raro.

Para ter uma idéia clara de como é difícil fazer a “autópsia” de um acidente em construção civil, basta fazer um paralelo com o caso de um médico que tivesse que fazer a autópsia de um defunto que passou numa máquina de moer. Todos ou quase todos os registros se destroem.

Nesses casos, a imprensa tem uma responsabilidade muito grande. Ela deve informar a população e não apavorar todos com informações grosseiras e superficiais.

Veja-se o acidente com a Challenger alguns anos atrás. Muitos, liderados pela imprensa, queriam prontamente crucificar o responsável, dizendo que os astronautas deveriam estar seguros nessas viagens. Essa avaliação é completamente equivocada. Essas viagens são altamente arriscadas, muito mais que a construção

de túneis, e os astronautas sabem muito bem disso.

Vale também lembrar o caso da Escola de Base da Brasília. Nós precisamos de uma imprensa forte e ativa, mas a notícia não pode estar acima da verdade. Se não existe um mínimo de verdade, não pode haver notícia.

IBRACON – *Qual, dentre seus projetos, considera exemplar tendo em mente o relacionamento entre arquiteto e projetista na definição da forma final da obra?*

Fernando Rebouças Stucchi – Como já disse, não atuo na área de edificações e não trabalho tão frequentemente com arquitetos. Assim mesmo, temos trabalhado com apoio de arquitetura no projeto de nossas pontes e tem sido bom. Um exemplo é o projeto do Trevo Anhanguera que a EGT fez para a Engelog com apoio do Sergio Ficher.

O mais especial, porém, foi provavelmente o

Num acidente desse tipo, mesmo depois das análises, é muito difícil ser conclusivo, a menos que se descubra algo absolutamente claro, o que é raro.

Projeto Básico da 4ª Linha do Metrô, Estações Butantan e Três Poderes. Trabalhava na época na Maubertec e fui o responsável pelo projeto coordenando os grupos de engenharia e arquitetura de lá, contando com o apoio dos engenheiros e arquitetos do Metrô.

IBRACON – *Quais são os projetos recentes de que está participando e que podem ser considerados desafiadores? Quais são os desafios?*

Fernando Rebouças Stucchi – O primeiro, sem dúvida, é a EGT. Montar uma empresa de projeto com ampla participação societária, capaz de atender às exigências do mercado atual é um enorme desafio.

No ano passado, terminamos dois projetos muito significativos:

A Ponte Estaiada sobre o Rio Sergipe em Aracaju, com 200m de vão principal, onde fizemos o Projeto Básico e a Assessoria Técnica à Obra para a SEINFRA.

A ponte de Guayaquil, no Equador, em consolos sucessivos com aduelas pré-moldadas para a Andrade Gutierrez.

Nesse momento, estamos terminando o Trevo Anhanguera para a Engelog, que compreende,

entre outras, três pontes sobre o Tietê, construídas em consolos sucessivos, com forte curvatura horizontal e vãos até 125m. A concepção resultou numa solução inovadora com apoios pontuais e excêntricos.

Vale dizer que demos apoio ao controle de execução de duas pontes recentes muito especiais: a Terceira Ponte de Brasília e a Ponte Otávio Frias sobre o Rio Pinheiros.

IBRACON – *Para o senhor, qual é a importância dos institutos e entidades de classe do setor da construção, como o IBRACON?*

Fernando Rebouças Stucchi – Entendo que o Ibracon é mais que uma instituição de classe, na medida que é um instituto voltado para o desenvolvimento essencialmente técnico de todos os tipos de aplicação do concreto.

Só falando do CT301, no qual desenvolvemos, nesses 4 anos, os Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da NBR6118, os Textos Base das normas de Incêndio e de Sismos, as votações das normas ISO, as propostas de comentários para o ACI318 e assim por diante. Sem o Ibracon e seus patrocinadores, nada disso seria possível. ♦



V International ACI/CANMET Conference on High Performance Concrete Structures and Materials



June 18-20th 2008
Manaus Brazil

Conference topics

- Chemical Admixtures
- Deformations, Creep and Cracking Control
- Durability
- Fiber Concrete
- Fire Resistance
- Mixture Proportions
- Non Destructive Test
- Quality Control
- Structural Behavior
- Service Life
- Repair and Strengthening of Structures
- Supplementary Cementing Materials
- Sustainability
- Self Leveling and Self Consolidating Concretes
- Pavement, Dams and Bridges
- Alkali Aggregate Reactions
- Marine Structures
- Nanotechnology and Cement Materials
- Non-Ferrous and Special Reinforcement

LANGUAGES

English, Portuguese and Spanish. Simultaneous translation.

MORE INFORMATION

www.ibracon.org.br



Aços para construção civil – alvenarias

Alberto Menache
ArcelorMittal

Reforço de paredes de alvenaria com treliças planas de aço

Para a execução de alvenaria até há pouco tempo, somente a geometria era fator de estabilidade e resistência do sistema. Com o domínio da técnica de argamassas à base de cimento, a dinâmica e a conseqüente redução da geometria das alvenarias passaram a fazer parte de todos os tipos de projeto de uma edificação.

Todas as obras têm por princípio um projeto, desde aquelas mais elementares às mais complexas. Mesmo nos casos em que o projeto não se apresenta de forma oficializada e registrada (desenhos, cálculos, medidas etc.), ele existe na mente de quem decide fazer a obra ou mesmo na cabeça de quem executa. A diversidade de projetos pode diferir de modo substancial no que diz respeito ao grau de detalhamento e planejamento das atividades a serem executadas, técnicas e materiais, variando ainda a capacidade de absorver tensões, deformações e garantia de desempenho.

A tecnologia das estruturas de concreto

Figura 1 – Exemplo de processo fissuratório em alvenaria

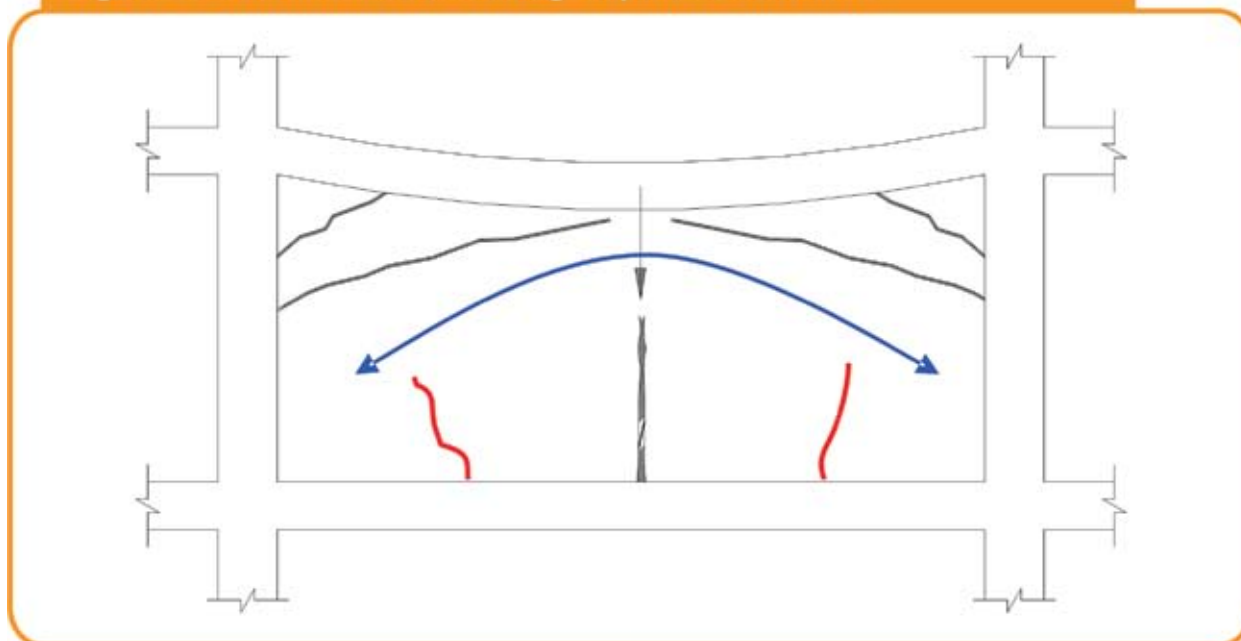


armado também trouxe profundas alterações no comportamento das alvenarias, que deixaram de lado sua função principal de estruturar as edificações e passaram a ser adotadas como elementos de vedação. No entanto, com a velocidade de execução das obras, o aumento dos vãos e a redução da rigidez, rupturas e infiltrações começaram a ser significativas, trazendo altos custos e, principalmente, o descrédito para as construtoras que não conseguem mais edificar sem o processo fissuratório (Figuras 1 e 2), seja uma simples residência térrea seja um edifício de múltiplos andares. Nos últimos anos, a necessidade de um maior número de vagas de garagem, de alta produtividade e custos cada vez mais baixos obrigaram os edifícios a ter características específicas, como balanços e grandes alturas.

Além disso, até recentemente, as construtoras utilizavam o cimento CPII E como seu aglomerante padrão, fato que foi alterado

com a utilização do cimento CPIII em larga escala. O primeiro tem seu teor de escória de alto forno variando entre 6% e 34%, segundo a NBR

Figura 2 – Deformação vertical da viga superior – efeito arco



11578 – Cimento Portland Composto. No segundo, a quantidade de escória é maior, variando aproximadamente entre 35% e 70%, segundo a NBR 5735 – Cimento Portland de Alto Forno. A substituição foi feita de forma abrupta e muitos engenheiros de obra ainda não conseguiram adaptar-se a esta nova realidade.

Esses fatos contribuíram sensivelmente para dificultar o desempenho das alvenarias e suas ligações com as estruturas reticuladas.

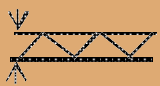


Os problemas em alvenarias vêm sendo motivo de discussões em diversos centros de pesquisas e construtoras pelo Brasil. O nível de desconhecimento das particularidades desse sistema acarreta diversos tipos de erros e patologias. Os diversos setores da construção civil têm se organizado para minimizar esse efeito, buscando as causas, origens e as diversas formas de resolvê-los.

Sabe-se que as alvenarias apresentam um desempenho satisfatório quando submetidas à compressão e uma baixa resistência à tração. Em função da necessidade de melhoria na absorção de tensões de tração e cisalhamento, a que atualmente estão submetidas, a utilização de treliça plana na execução de alvenaria vem se tornando uma tecnologia de grande valia, objetivando proporcionar um melhor desempenho estrutural do sistema quando submetidas a tais esforços.

A tecnologia proposta visa o emprego da treliça plana entre camadas de blocos, aplicando esse produto para combater as tensões de tração e cisalhamento.

A utilização da treliça plana nas alvenarias de vedação, além combater o processo fissuratório, proporciona uma maior produtivi-

Tabela 1 – Características dimensionais

Tipo	 (mm)	 (mm)	 (mm)	Seção transversal das barras longitudinais (mm ²)	Comprimento longitudinal (m)
RND.4/Z	50 115 175	4	3,75	25	3,05

Nota: a armadura é recoberta por uma capa de zinco.

dade e racionalização da alvenaria, por possibilitar a eliminação de vergas e contra-vergas e a minimização de uso de outros elementos enrijecedores, como cintas e pilaretes. Em alguns casos, dependendo do projeto realizado e do dimensionamento, é possível até mesmo eliminar todos os elementos enrijecedores das alvenarias de vedação de uma edificação.

Tipos e características dimensionais das treliças planas disponíveis no mercado brasileiro

A treliça plana possui barras longitudinais e diagonais com seção circular e recobertas por uma capa de zinco, para utilização em al-

Figura 3 – Avaliação das alvenarias para projeto

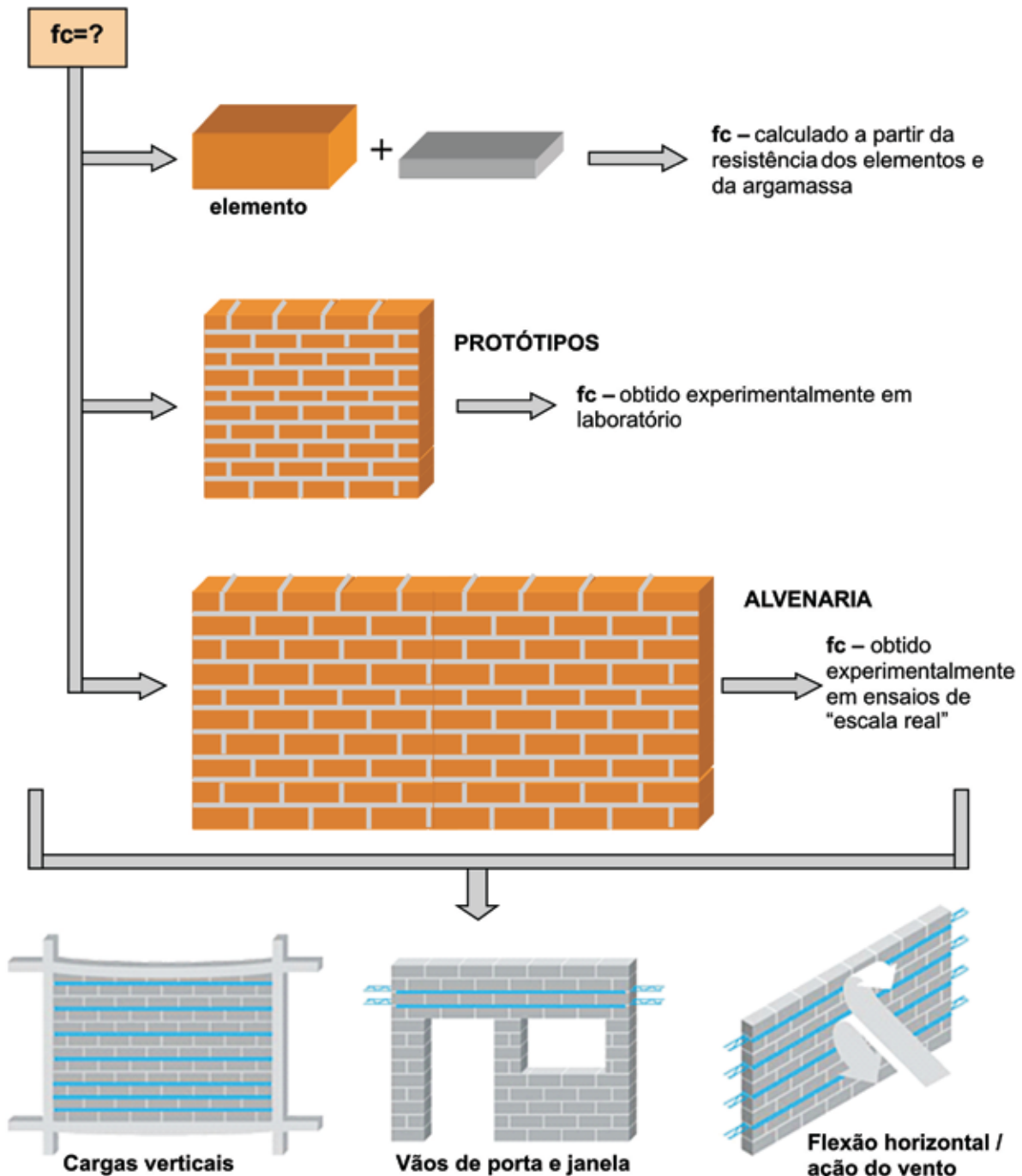
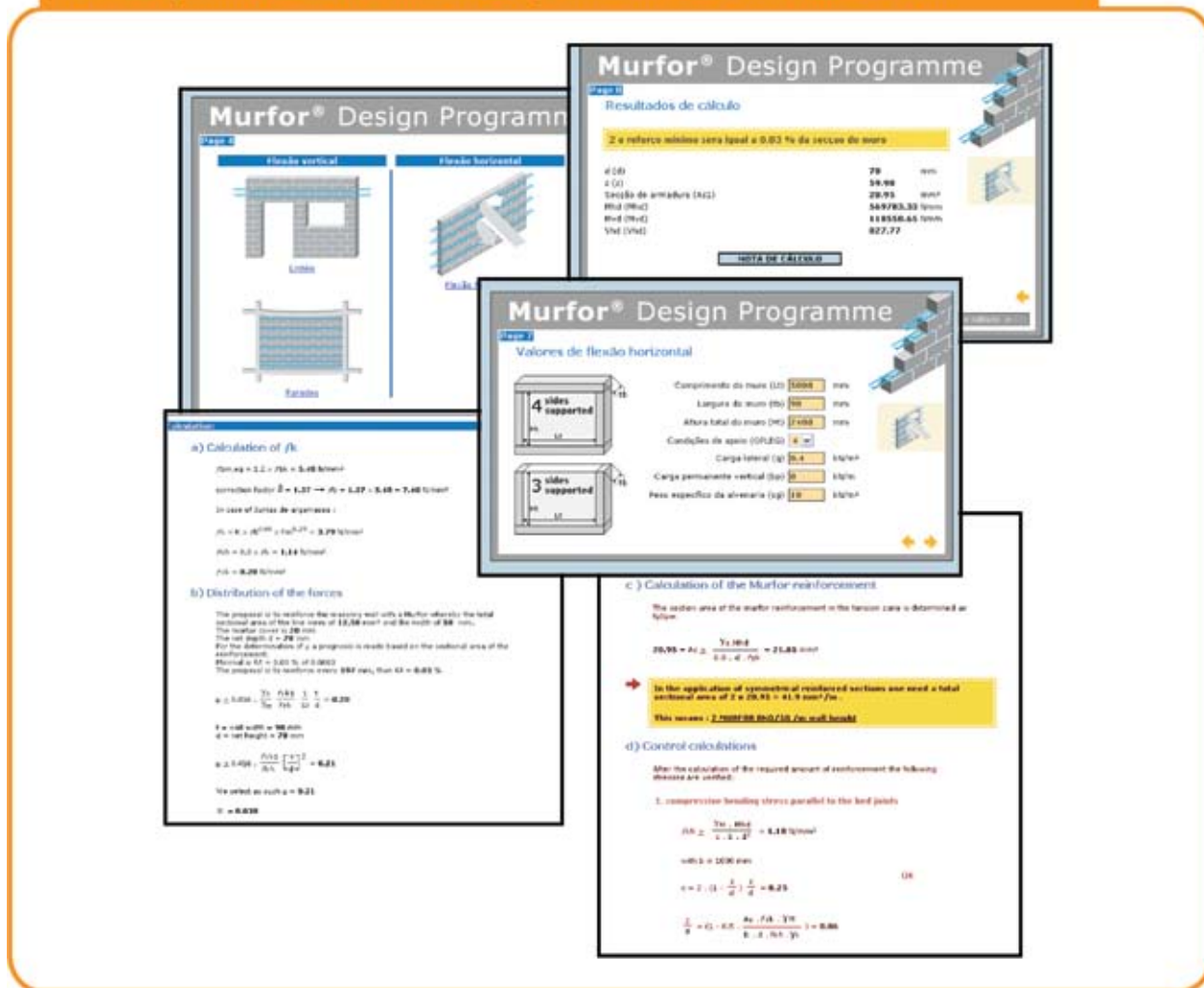


Figura 4 – Exemplo de dimensionamento de alvenarias com utilização de treliças planas de aço – software disponível no site www.bekaert.com



venarias de junta tradicional. As características geométricas das treliças planas são apresentadas na Tabela 1.

Pré-requisitos para elaboração de projeto de alvenaria de vedação

Um bom projeto depende de vários fatores, porém os dados disponíveis para subsidiar as tomadas de decisão para o projeto de alvenaria devem ser levados em conta, sendo levantados principalmente os seguintes requisitos:

- ◆ **Condições climáticas:** são necessárias a coleta de dados de umidade relativa do ar, temperatura e suas variações, ventos predominantes, insolação preferencial, época e período de execução.
- ◆ **Características arquitetônicas:** geometria, abertura de vãos, detalhes, frisos,

elementos decorativos, tipologia, vãos especiais, etc.

- ◆ **Características estruturais:** principalmente a geometria, rigidez, deformação imediata e lenta, juntas estruturais, detalhes construtivos, tipo de material (aço, concreto ou outros), módulo de elasticidade, tempo de desforma, velocidade de execução, sobreposição de etapas, tipologia da estrutura (laje maciça, nervurada, protendida, etc.)
- ◆ **Características dos materiais de vedação:** tipo de bloco, geometria, comportamento, sistema de assentamento, ligação entre camadas (verticais e horizontais).
- ◆ **Procedimento executivo:** nível de qualificação da execução, ferramentas, tipos de fixação, detalhes e velocidade de produção.

Projeto de alvenaria de vedação executado com treliças planas

O projeto de alvenaria de vedação com treliças planas de aço tem a finalidade de identificar as premissas mínimas para a estabilidade das alvenarias, apresentando as especificações de materiais, geometria, reforços, juntas, ligações com a estrutura, enrijecimento etc., bem como as diretrizes para execução e manutenção, específicas por tipo de obra, buscando o desempenho satisfatório do sistema de vedação ao longo do tempo. Com este objetivo deve-se levar em conta os seguintes itens antes de se elaborar um projeto:

- ◆ Condições do contorno para o projeto
- ◆ Tipo de utilização da alvenaria de vedação
- ◆ Especificação de materiais e sistema
- ◆ Controle de produção
- ◆ Controle de manutenção

O projeto de alvenaria difere-se de outros tipos de projeto por apresentar característica particular, na qual alguns parâmetros devem ser verificados no instante da execução da obra, tais como: prumo, nivelamento, propriedades dos materiais constituintes e argamassas, tipo de mão de obra etc. O sistema é composto de todos estes parâmetros, cujo acompanhamento se faz necessário para a elaboração de um projeto definitivo.

O projeto da alvenaria reforçada com tre-

liças planas de aço deve levar em consideração os esforços solicitantes a que esta alvenaria estará submetida, analisando as cargas verticais e de flexão decorrentes da ação do vento, a partir do conhecimento das resistências características dos elementos que compõem o sistema (Figura 3).

A seguir (Figura 4), é mostrado um exemplo de dimensionamento de alvenaria com treliças planas de aço, utilizando-se um programa de cálculo específico (Figura 4) e com base nas diretrizes da norma internacional EC6 – Eurocode 6: Design of masonry structures – part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures – october 2001.

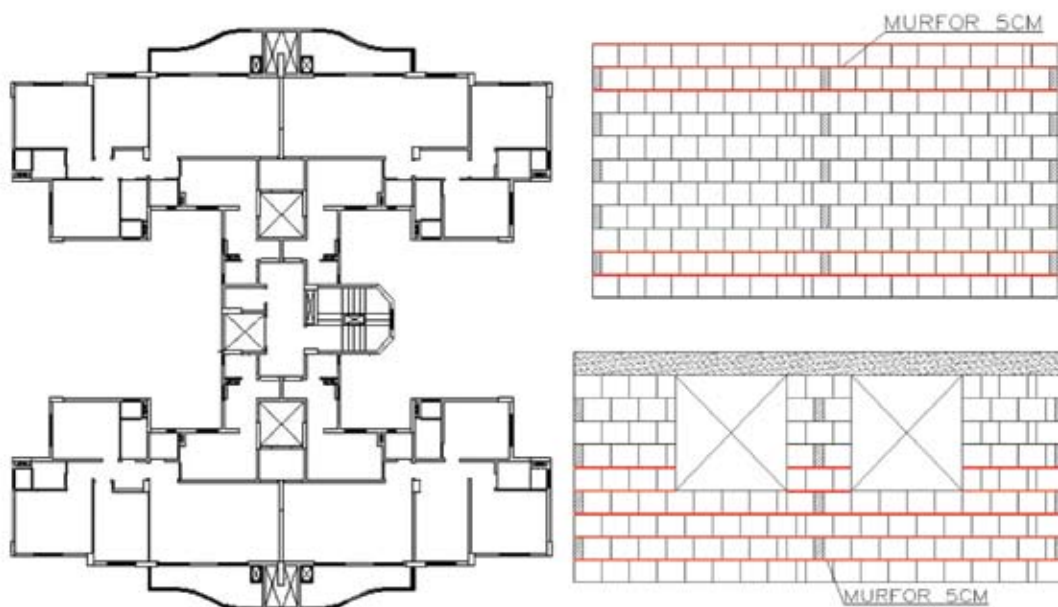
O número de fiadas armadas com treliças planas de aço deverá ser baseado em projeto específico de alvenaria onde será dimensionado de acordo com as características estruturais e arquitetônicas da edificação, além do tipo de material, argamassa e condições de estabilidade da mesma.

Na Figura 5 tem-se um exemplo de projeto realizado, mostrando a distribuição das treliças planas de aço nas fiadas de duas elevações diferentes.

Detalhamento construtivo

Os projetos deverão contemplar processos que visam a qualificação e desempenho

Figura 5 – Exemplo de alvenarias projetadas com utilização de MURFOR



proposto pelo projetista, facilitando as soluções executivas de forma explicativa, sendo as principais citadas a seguir:

- a)** Levantamento das áreas a serem edificadas devidamente identificadas;
- b)** Instruções e geometria para a execução de alvenaria modelo;
- c)** Descrição dos ensaios laboratoriais nos painéis experimentais;
- d)** Relação de especificações para rastrear os testes e a execução;
- e)** Controle do recebimento dos materiais;
- f)** Critérios de aceitação dos materiais;
- g)** Preparo e aplicação dos blocos;
- h)** Posicionamento das juntas de assentamento e das peças de treliças planas de aço;
- i)** Critérios de controle (prumo, nível, alinhamento);
- j)** Procedimento de execução;
 - Limpeza da estrutura
 - Preparo da superfície
 - Colocação das barras de ligações
 - Espessuras das argamassas
 - Assentamento dos blocos
 - Instalação das peças de treliças planas de aço
 - Acabamento final.
- k)** Elevação das alvenarias sob as estruturas de contorno;
- l)** Posicionamento de detalhes construtivos tais como ligações com a estrutura, espessura das argamassas, colocação ou não de juntas verticais, armaduras, enrijecedores, limitações de juntas, espessura dos blocos;

- m)** Indicação do reforço com treliças planas de aço nas fiadas;
- n)** Instruções e limitações da execução;
- o)** Especificação de todos os materiais contribuintes;
- p)** Limitações e prazos para revestimentos e acabamentos;
- q)** Indicação e tipologia do controle de execução.

Diretrizes de execução

A elaboração do procedimento executivo de alvenaria armada deve englobar o acompanhamento da produção e o controle dos materiais, devendo-se treinar todas as equipes da produção (engenheiros, encarregados, empreiteiros, pedreiros, etc.), conhecendo-se todas as premissas detalhadas no procedimento executivo.

Para o modelo de utilização de treliças planas de aço, deverão ser seguidas as seguintes orientações básicas:

Utilização das treliças planas de aço

A utilização de alvenaria armada é indicada como solução em qualquer uma das seguintes situações:

- ◆ Recalques de base
- ◆ Fissuras

Figura 6 – Etapas do processo construtivo



1ª Etapa: Aplicação da argamassa de assentamento na primeira fiada



2ª Etapa: Colocação da treliça plana – MURFOR – sobre a argamassa de assentamento



3ª Etapa: Assentamento das próximas fiadas de blocos

- ◆ Concentrações de tensões ao redor de vãos livres de portas e janelas
- ◆ Cargas pontuais
- ◆ Deformações estruturais
- ◆ Cargas externas

Para todas as recomendações de uso dos reforços de treliças planas de aço é indispensável a utilização de argamassa na vertical para assentamento dos blocos.

Ligações entre alvenaria/estrutura sem fissuras – telas de aço galvanizadas eletrosoldadas

O termo “ligações” das alvenarias é conhecido na engenharia como todas as soluções adotadas para unir ou desunir as alvenarias no contato com a estrutura suporte.

Para definição do modelo de ligação, torna-se necessário o conhecimento dos mecanismos de fixação e suas capacidades de desempenho.

Existem diversos dispositivos para realização da ligação alvenaria/estrutura, sistemas rígidos ou semi-rígidos, com desempenhos diferentes. Diversas pesquisas já realizadas comprovam uma maior eficiência da tela soldada em relação a outros modelos de ligação quando avaliadas as resistências ao arrancamento e ao cisalhamento.

No entanto, a escolha do sistema está diretamente relacionada ao tipo e vão da estrutura a ser fechada e da geometria da alvenaria de vedação, que deve ser definida em projeto específico de alvenaria, de acordo com as necessidades da obra.

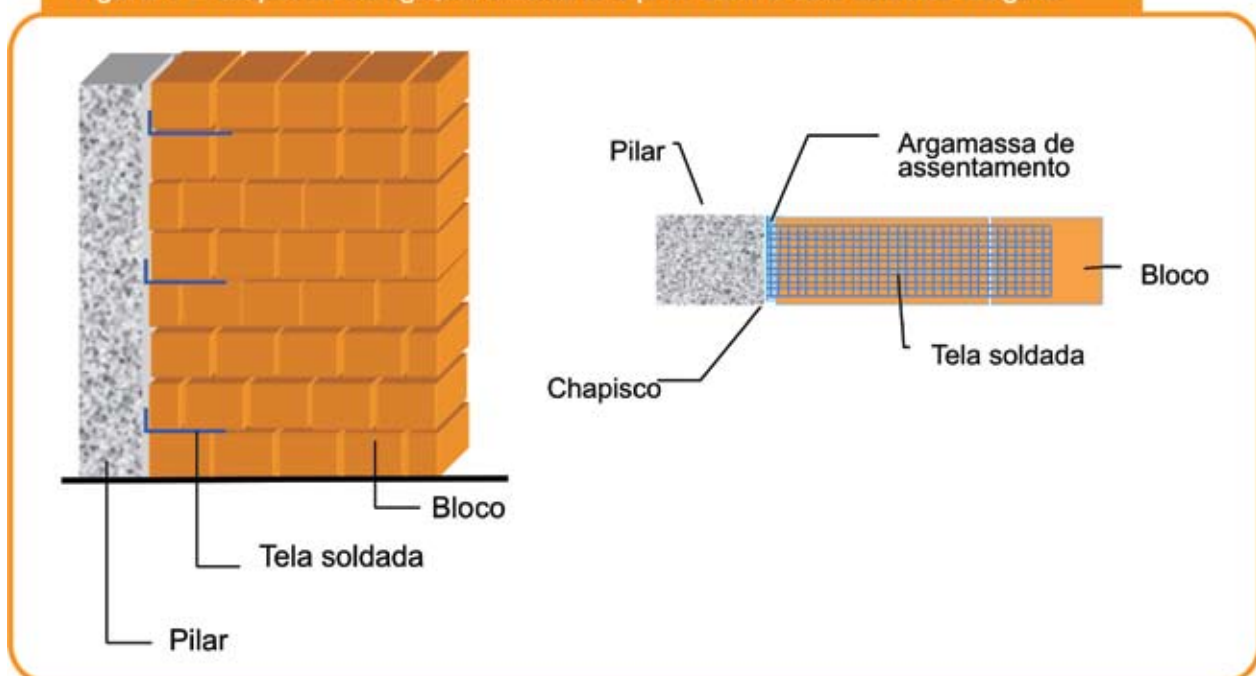
A utilização de telas soldadas como componente de ligação nas interfaces entre alvenaria e pilar associado ou não ao sistema de treliças planas de aço possibilita evitar o surgimento de fissuras indesejáveis nessas regiões. Também podem ser utilizadas para amarração entre alvenarias, dispensando a tradicional amarração entre blocos, aumentando a produtividade e racionalizando o serviço (Figura 7).

Essas telas soldadas são produzidas com fio de 1,65mm de diâmetro e malha de 15x15mm, galvanizadas, o que proporciona maior proteção contra corrosão.

As dimensões da tela devem ser definidas de acordo com a espessura da alvenaria (largura dos blocos) e devem ficar embutidas na junta vertical de argamassa entre parede e pilar, com a tela dobrada para cima. Essas telas são entregues em comprimento de 50cm e com 6,0; 7,5; 10,5 e 12 cm de largura.

A execução da fixação é muito importante para o sucesso do sistema de fixação lateral, uma vez que o erro na fixação pode levar ao comprometimento da deformação levando à ocorrência de fissuras.

Figura 7 – Esquema da ligação alvenaria x pilar com a tela soldada Belgofix



Reforço de revestimentos de argamassa com telas eletrosoldadas galvanizadas semi-rígidas

As telas eletrosoldadas galvanizadas semi-rígidas são recomendadas para aplicação nas regiões de estrutura e de interface da estrutura com a alvenaria, contribuindo para a absorção das tensões provenientes da dilatação e retração do revestimento de argamassa, evitando a fissuração, garantindo melhor aderência ao chapisco e contribuindo para minimizar os efeitos de cisalhamento nos revestimentos.

A utilização de telas eletrosoldadas galvanizadas semi-rígidas proporciona a distribuição de tensões ao longo do revestimento e melhora o comportamento do revestimento quanto a deformações térmicas, possibilitando a prevenção do aparecimento de fissuras indesejáveis.

Além de regiões de estrutura e interface alvenaria/estrutura, as telas eletrosoldadas tam-

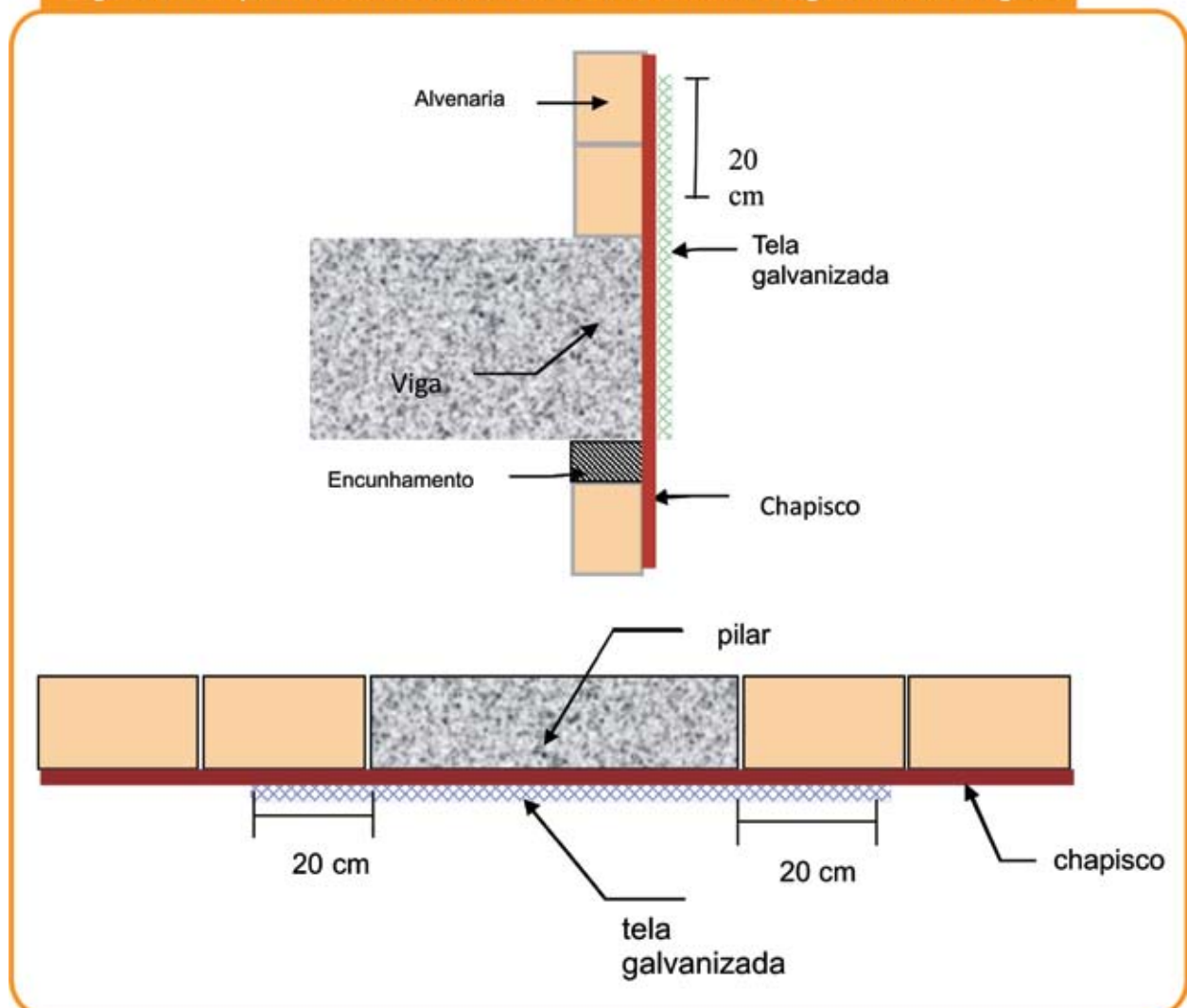
bém são indicadas para aplicação em revestimentos com superfícies curvas e, principalmente, para reforço da argamassa de regularização com espessura superior a 6cm.

Essas telas são fabricadas em malha de 25 x 25 mm, fios de $\varnothing = 1,24\text{mm}$ em rolos de 50 cm de largura.

Conclusão

Sabe-se que as técnicas construtivas utilizadas atualmente são muito antigas. Porém, qualquer esforço técnico em prol da melhoria da qualidade da construção civil conduz a resultados que vão, certamente, refletir no bem-estar dos usuários das edificações, além de proporcionar melhor desempenho executivo para as construtoras. ♦

Figura 8 - Esquema de utilização de telas eletrosoldadas Belgorevest semi-rígidas



Novo cenário da construção pesada no Brasil

Samara Miyagi
All Consulting

O setor da construção pesada vive um momento de expectativas em relação aos investimentos programados pelo PAC. Além disso, a conjuntura econômica do País apresenta-se bastante propícia para o desenvolvimento da infra-estrutura.

Com o cenário positivo para as construtoras, o mercado interno deverá registrar uma alta na demanda pelos serviços do setor, com destaque para a iniciativa privada.

Vale lembrar que a indústria da construção teve historicamente o setor público como principal cliente, o que acabava por restringir suas receitas, além de sofrer constantemente com a inadimplência dos órgãos do governo.

A maior atratividade do mercado brasileiro vem atraindo investidores estran-

geiros que, por sua vez, contribuem para a melhora na estrutura do País.

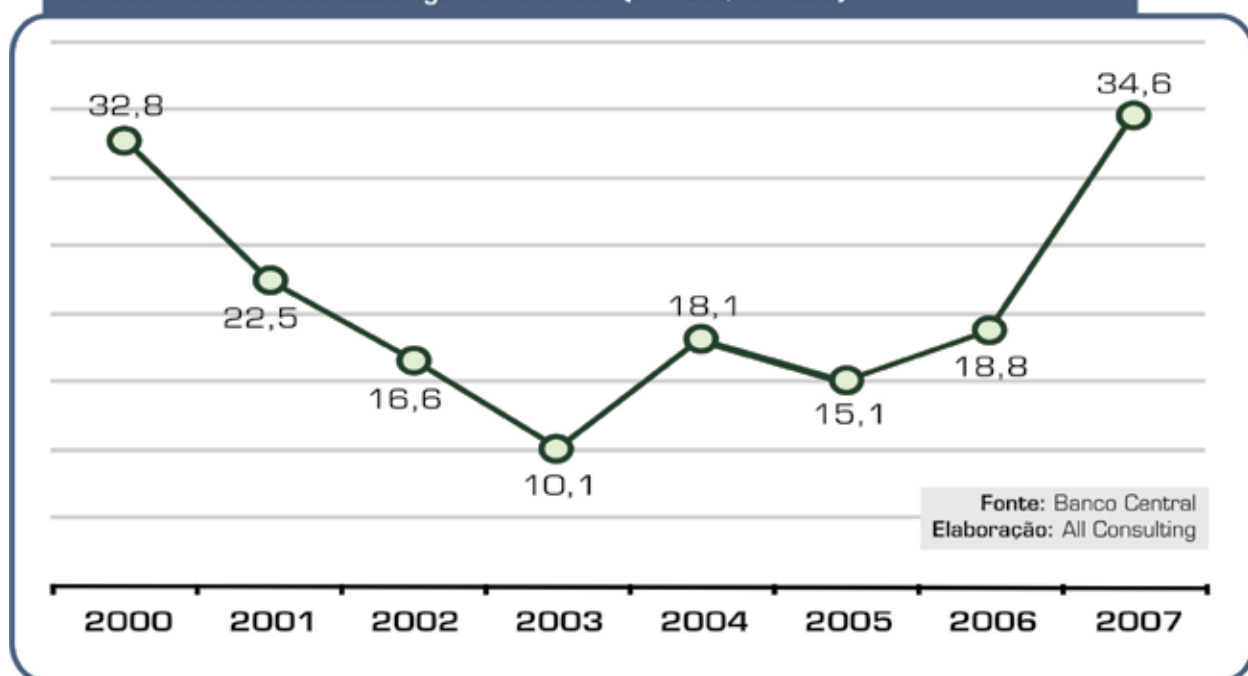
Levando-se em consideração dados divulgados pelo Banco Central, o Brasil registrou em 2007 um montante de US\$ 34,61 bilhões em investimentos estrangeiros diretos – também chamados de Investimentos Produtivos.

Esse valor superou as expectativas do mercado, e representou uma expressiva alta de 84,32% frente aos resultados de 2006.

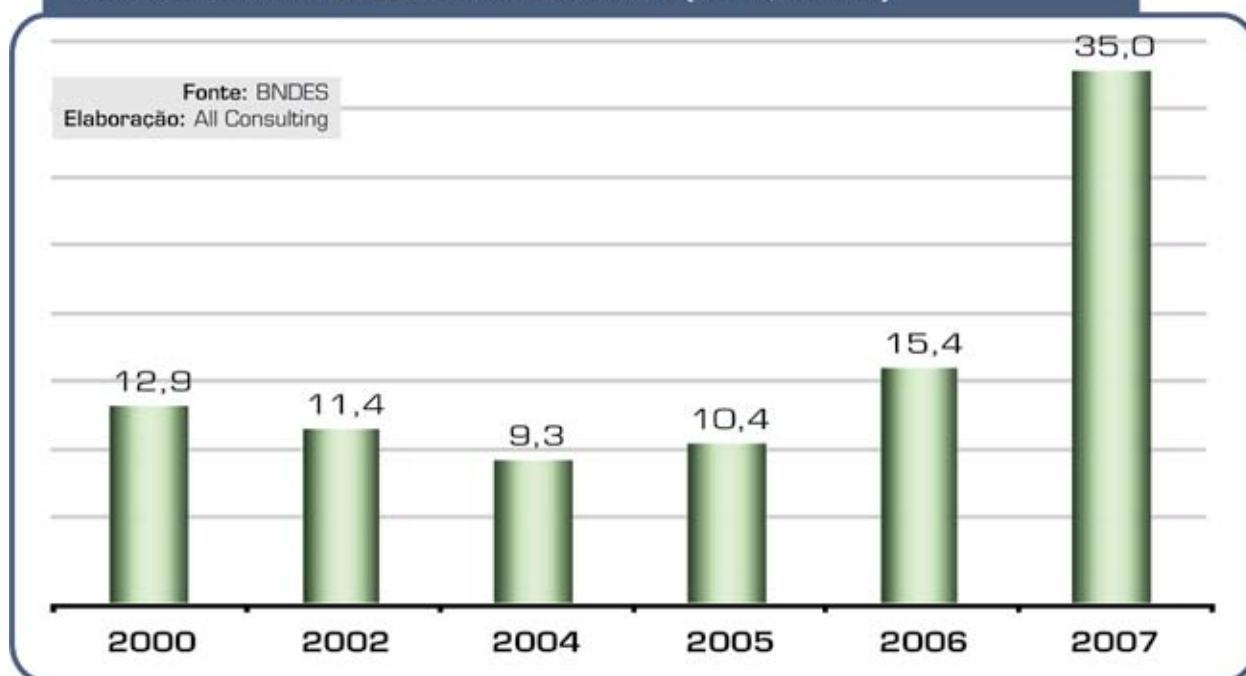
Merece destaque os setores de hotelaria, resorts, espaços esportivos e culturais, além das Parcerias Público-Privadas (PPP's) – presentes, principalmente, no setor de transportes – que vêm recebendo montantes cada vez maiores de investimentos.

Outros setores que serão beneficiados pelo melhor momento do setor e que deve-

Investimento direto estrangeiro no Brasil (em US\$ bilhões)



Financiamentos do BNDES em infra-estrutura (em R\$ bilhões)



rão aumentar a demanda das construtoras do segmento de obras de grande porte são: saneamento básico, infra-estrutura rodoviária, portos, aeroportos e hidrelétricas.

O setor de máquinas e equipamentos também exerce um papel bastante acentuado na cadeia da construção pesada, tendo em vista que são utilizadas em praticamente todo o processo.

Nesse contexto, devemos salientar que a demanda aquecida por máquinas e equipamentos de grande porte tem provocado uma compressão da oferta desses produtos, o que pode se tornar um sério problema para a indústria da construção.

A falta de equipamentos disponíveis pode gerar atrasos no andamento das obras da construção pesada, o que denota a necessidade de medidas urgentes a serem tomadas pelo setor de equipamentos a fim de aumentar a oferta desses itens.

Cabe frisar que os setores de infra-estrutura, contam também com as linhas de financiamento do Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES). O banco destinou em 2007, somente para o segmento de infra-estrutura, um total de R\$ 35 bilhões, superando em 127,27%, o valor apurado no ano anterior.

Os preparativos para a Copa do Mundo de 2014, que será sediada no Brasil, também

representarão um vetor de aquecimento, tendo em vista que o País necessita de muitas adaptações para atender às exigências dos organizadores do evento.

Somando-se a esses fatores que têm interferido positivamente no setor da construção pesada, é de extrema relevância o papel que o mercado internacional tem desempenhado nos resultados das construtoras.

Um maior número de contratos têm sido fechados com outros países, principalmente em virtude da reconhecida qualidade dos serviços prestados pelas empresas brasileiras, assim como, pela maior atratividade de preço cobrado, quando comparado com o das concorrentes estrangeiras que atuam no setor.

O segmento de construção pesada apresenta uma tendência bastante positiva para 2008, principalmente, devido à maturação dos programas de investimentos lançados recentemente pelo governo, em especial do PAC – quando os primeiros investimentos e projetos lançados em 2007, começarão a ser efetivamente colocados em prática.

Merece destaque ainda o fato de que neste ano serão realizadas eleições municipais, fato este que deverá significar um direcionamento de verbas, no curto prazo, para o desenvolvimento da infra-estrutura nas cidades. ♦

O complexo Real Parque

Catão F. Ribeiro
Enescil Engenharia de Projetos Ltda.

Heitor A. Nogueira Neto
ANTW Engenharia de Projetos Ltda.

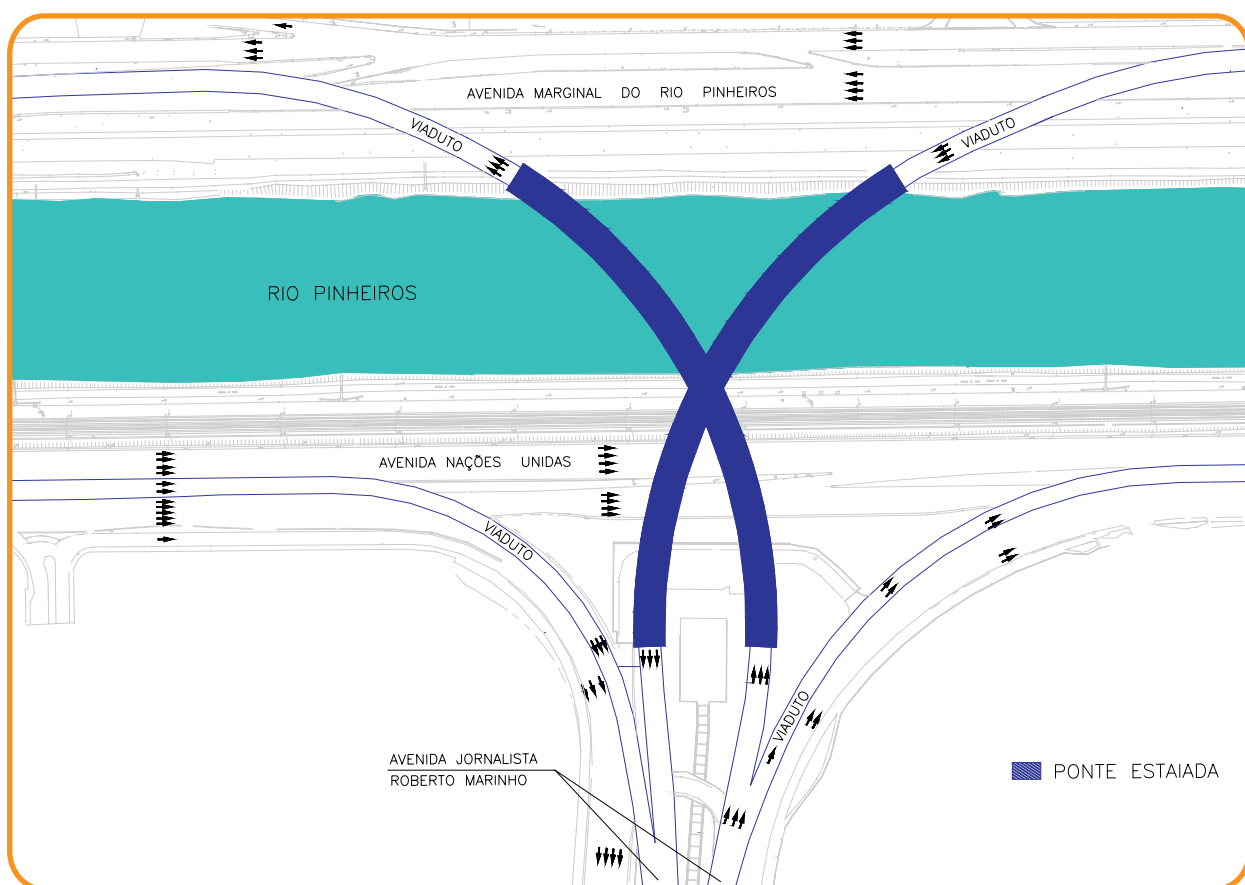


Figura 1 – Sistema viário do local

A ponte estaiada Octávio Frias de Oliveira, que compõe o Complexo Viário Real Parque, é a 13ª ponte sobre o rio Pinheiros, cujo projeto faz parte de um contexto que visa a reestruturação do sistema viário do município de São Paulo, atualmente saturado por mais de seis milhões de veículos.

Visando criar novas alternativas de acesso entre a marginal Pinheiros e a avenida Jornalista Roberto Marinho, esta obra objetiva reduzir o tráfego no cruzamento das avenidas Jornalista Roberto Marinho e Luiz Carlos Berrini, além de diminuir o tráfego na

ponte do Morumbi. Somado a essa melhoria de caráter localizado, este complexo também almeja amenizar a pressão sobre a avenida dos Bandeirantes, que ocorrerá após o prolongamento da avenida Jornalista Roberto Marinho até a rodovia dos Imigrantes.

Com tamanha ambição de melhoria no tráfego local, o traçado viário deste empreendimento não poderia ser simples. São duas alças curvas de acesso direto entre a avenida Jornalista Roberto Marinho e a pista expressa da marginal do rio Pinheiros (transpondo o rio Pinheiros por meio dos

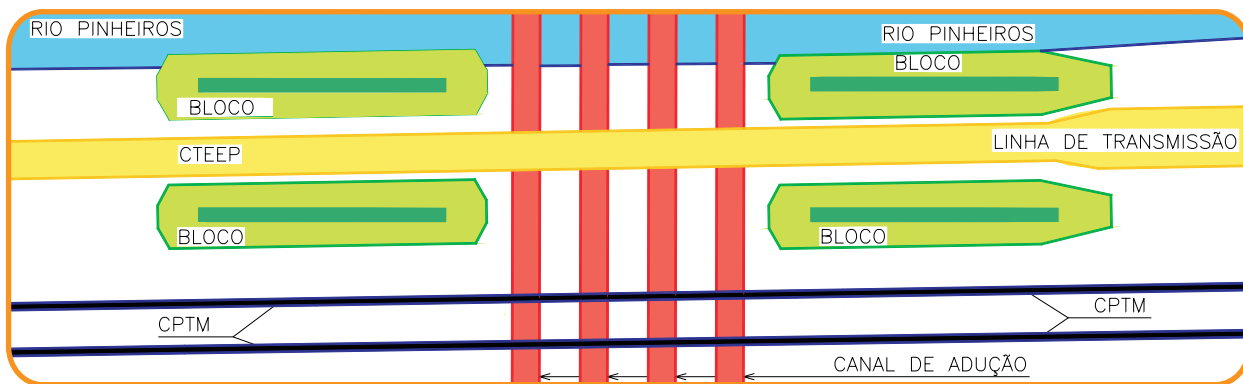


Figura 2 – Interferências do apoio central

tabuleiros estaiados), além de outra duas alças que permitem a ligação entre a avenida Jornalista Roberto Marinho e a pista expressa da avenida Nações Unidas. Todas estas alças se prolongam e passam sobre a avenida Luis Carlos Berrini.

Para tornar este traçado viário o mais eficiente possível, houve a necessidade de sobrepor as duas vias curvas estaiadas que atravessam o rio Pinheiros, impondo assim a geometria inovadora do mastro em “X”.

Este provável novo cartão postal da cidade totaliza 2.910m lineares de obras, dentre os quais 580m são estaiados.

Fundação

Para atender ao traçado viário pretendido, foi necessário localizar o mastro na margem direita do rio Pinheiros, onde se inicia a avenida Jornalista Roberto Marinho. No entanto, neste ponto há uma série de interferências que dificultaram sua locação.

A galeria enterrada de concreto que abriga três linhas de transmissão da CTEEP de 345kVa caminha paralela à margem direita do rio, bem como a linha férrea de trens da CPTM (Companhia Paulista de Trens Metropolitanos). Além dessas duas interfe-

rências, soma-se o canal de adução da estação de bombeamento do córrego Águas Espraiadas enterrado exatamente no eixo do apoio.

A forma encontrada para vencer estas interferências foi criar quatro blocos donde partem os pilares que dão origem ao mastro do apoio central.

Cada bloco destes é suportado por 28 estações escavadas de 130cm de diâmetro (reduzido para 120cm quando embutido em rocha) e 10 estacas-raízes de 41cm de diâmetro (reduzido para 31cm quando embutido em rocha).

Para este trabalho foram gastos 2880m³ de concreto e 184ton de aço CA-50.

Ainda no trecho estaiado, para os apoios extremos voltados para avenida Jornalista Roberto Marinho, a fundação foi executada com 11 estações escavadas de 110cm de diâmetro (reduzido para 100cm quando embutido em rocha). Já para os apoios situados na margem esquerda do rio, devido a presença de linhas de transmissão que impossibilitaram uso de equipamentos de grande porte, optou-se por 50 estacas-raízes de 41cm de diâmetro (reduzido para 31cm quando embutido em rocha).

Para execução da fundação destes apoios extremos foram consumidos 490m³ de concreto e 89ton de aço CA-50.

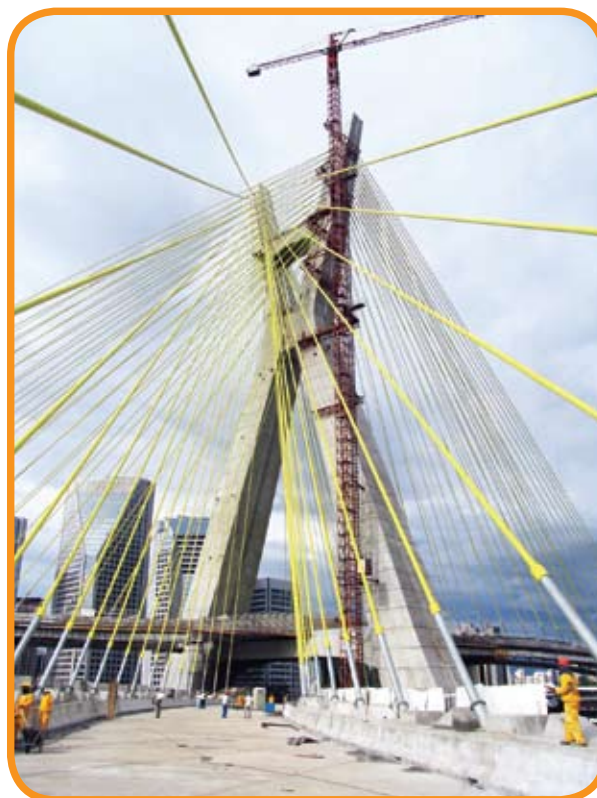


Figura 3 – Apoio central / Arranjo espacial dos estais

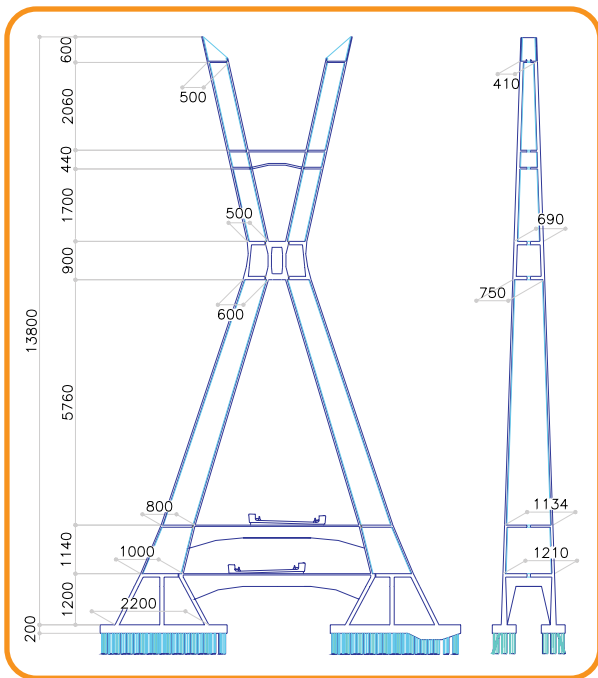


Figura 4 – Dimensões principais do apoio central

Apoio central

O apoio central tem início com 4 pilares de 12m de altura, com seção retangular de seção variável. Neste ponto, estes pilares são ligados transversalmente por uma laje nervurada e longitudinalmente por uma plataforma

de concreto protendido composta por duas vigas e uma laje. É dessa plataforma que parte o tabuleiro avenida Jornalista Roberto Marinho – marginal do rio Pinheiros.

Acima deste primeiro travamento partem dois pilares vazados de seção retangular (paredes com espessura de 40cm e 60cm). Após 11,4m de altura, a extremidade destes pilares são novamente travada longitudinalmente por uma plataforma de concreto protendido composta por duas vigas e uma laje. É dessa plataforma que parte o tabuleiro da marginal do rio Pinheiros - avenida Jornalista Roberto Marinho.

A partir do nível 23,4m (onde a referência é a face do bloco) partem duas torres inclinadas na razão 1:3 com 57,6m de altura, cujas extremidades convergem para um mesmo ponto. Estas torres possuem seção retangular vazada com paredes de 40cm de espessura. Na cota 81m, as extremidades dessas duas torres encontram-se, criando uma ligação celular de 9m de altura (nó do "X").

A partir de então partem duas outras torres com inclinações na proporção 1:4,5 (proporção essa necessária para minimizar a torção solicitante no mastro, devido ação das cargas permanentes), de tal modo que suas extremidades se afastam, conferindo ao mastro a forma do "X". São nesses trechos de 42m de altura que estão alojados os dispositivos de ancoragem dos estais. As paredes de sua seção retangular vazada são protendidas de modo a assegurar que não haja tensões de tração, devido o com-

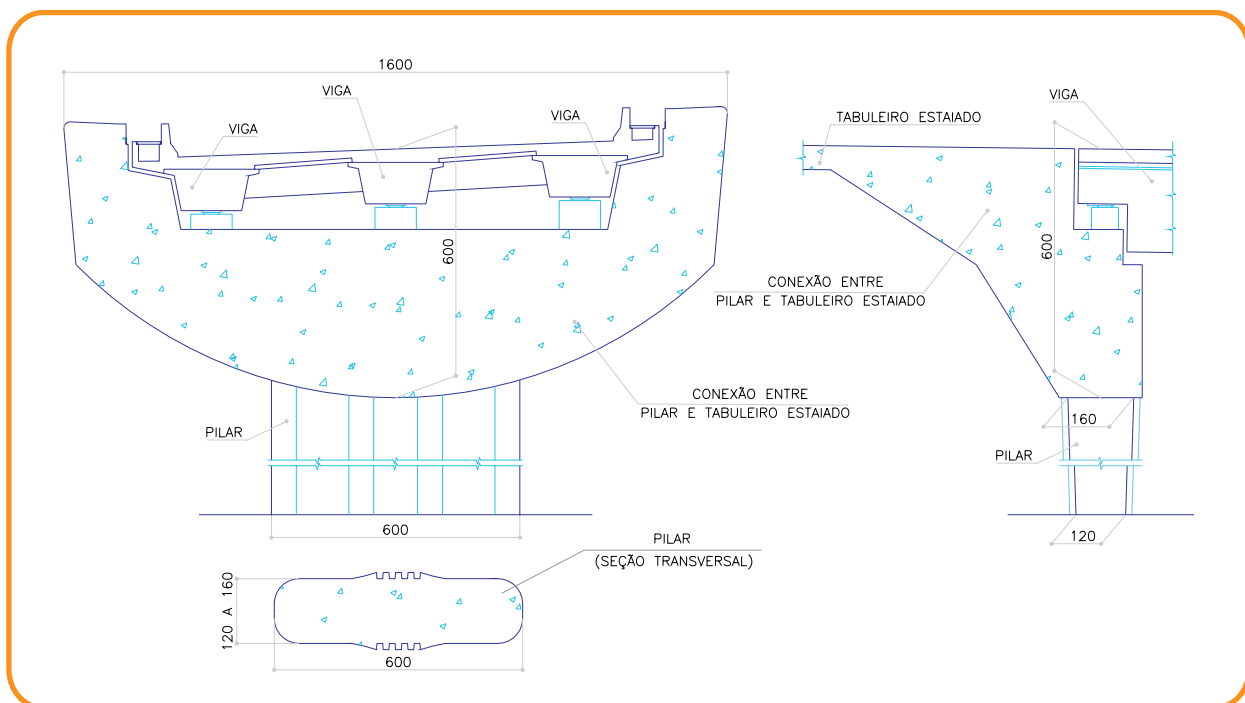


Figura 5 – Dimensões principais dos apoios extremos

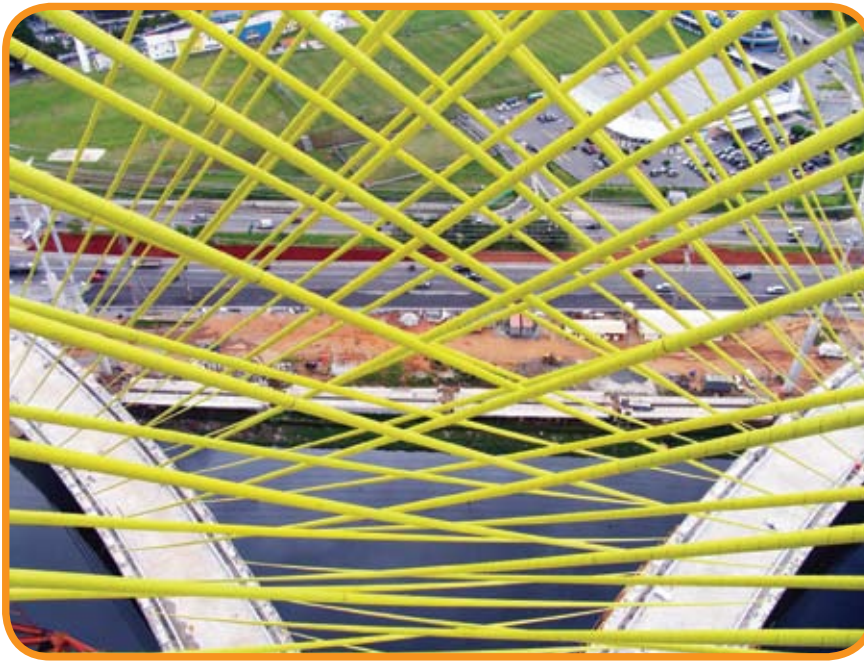


Figura 6 – Cruzamento dos estais / Vista sobre o rio Pinheiros

ponente horizontal da força dos estais. Por fim, com o intuito de travar estas torres para reduzir os momentos fletores e torcionais, foi criada uma viga de seção celular na cota 107m.

Acima desse trecho, já no nível 132m, há um detalhe arquitetônico de 6m de altura para conferir ao mastro melhor estética e leveza.

Em resumo, para executar este mastro com 138m de altura, foram necessários 5600m³ de concreto e 1220ton de aço CA-50, além de 63ton de CP190-RB.

Apoios extremos

Os apoios extremos são compostos por pilares maciços de seção retangular com os cantos arredondados, que suportam uma travessa cuja função é fazer a ligação monolítica entre o pilar e o tabuleiro estaiado, além de servir de apoio para as vigas pré-moldadas de concreto que compõe a alça de acesso.

Estais

O estai corresponde ao sistema usado em pontes suspensas para transferir diretamente os carregamentos atuantes no tabuleiro para o mastro.

Cada estai é composto por um feixe de cordoalhas paralelas. Estas cordoalhas, por

sua vez, são formadas por sete fios galvanizados dispostos helicoidalmente, revestidos por uma bainha individual de PEAD (polietileno de alta densidade) preenchida com cera.

Além da proteção individual da cordoalha, há também um tubo de PEAD de cor amarela que envolve todas as cordoalhas que compõe um mesmo estai.

Cada um dos 4 vãos estaiados são suportados por 18 pares de estais, totalizando 144 estais em todo o complexo. O número de cordoalhas presentes em cada um desses estais varia de 10 (estais mais próximos ao mastro) a 25 (estais mais

próximos aos apoios extremos).

Devido à geometria diferenciada da obra, caracterizada por torres inclinadas e tabuleiros sobrepostos com curvatura de raio constante, obteve-se um arranjo espacial único e inovador dos estais.

Nos vãos estaiados sobre o rio Pinheiros, como os tabuleiros estão posicionados do lado contrário às torres que os sustentam, há um entrelaçamento de estais que cria configuração singular de disposição geométrica não verificada em nenhuma outra ponte suspensa em todo o mundo.

Todo estaiamento dessa obra consumiu cerca de 375 mil metros de cordoalhas, equivalente a 462ton de aço.

Tabuleiro

Os tabuleiros estaiados apresentam curvatura em planta de raio constante (igual a 275,1m medidos no eixo), com vãos de 140m de comprimento para atravessar a avenida Nações Unidas e os trens da CPTM e 150m para vencer o rio Pinheiros.

A largura de 16m abriga duas longarinas de 1,5m (onde encontram-se ancorados os estais), dois passeios de 85cm, duas defensas de 40cm e um leito carroçável de 10,5m (sobre uma laje com 48cm de espessura).

Executado em balanços sucessivos, as longarinas foram protendidas com cabos po-



Figura 7 – Tabuleiro estaiado

sicionados próximos à sua face superior para evitar tensões de tração excessivas durante as etapas construtivas. Outra protensão executada ao longo da construção do tabuleiro foi aquela composta por cabos colocados junto a borda interna do tabuleiro com a finalidade de combater os momentos fletores em planta (plano horizontal) proveniente do componente vetorial horizontal da força dos estais, que não se alinha ao eixo longitudinal do tabuleiro.

Uma protensão transversal da laje também foi executada ao longo da construção do tabuleiro, para que a laje suportasse os carregamentos sem fissuração.

A única protensão feita após a conclusão do tabuleiro refere-se aos cabos de continuidade, posicionados principalmente junto a face inferior da viga para assegurar que a seção não fosse submetida a tensões acima das estipuladas pelas

normas brasileiras durante as fases de serviço, isto é, sob ação das cargas móveis.

Não há aparelhos de apoio na obra, as ligações tabuleiro-pilares foram feitas monoliticamente (engastadas).

Para execução dos 590m de tabuleiro foram necessários 6400m³ de concreto e 885ton de aço CA-50, além de 420ton de CP190-RB.

Engenharia e Arquitetura

É importante ressaltar que esta obra foi totalmente concebida por engenheiros, especialmente

e inicialmente pelos profissionais da Enescil Engenharia de Projetos Ltda e posteriormente pelas equipes da ANTW Engenharia de Projetos Ltda, Antranig Muradian Ltda e Geométrica Engenharia de Projetos Ltda, que ratificaram as formas e confirmaram a arquitetura inicial da obra como viável, funcional, segura e econômica para o local.

Posteriormente à definição arquitetônica da obra, coube a Valente Valente Arquitetos complementar o projeto, arredondando arestas, definindo frisos, escolhendo cor dos estais e forma do guarda-corpo, dentre outras atividades.

Em suma, a arquitetura e concepção da obra, em especial a forma do mastro em "X", foi obra exclusiva de engenheiros. Coube a equipe de arquitetos o trabalho secundário, porém importante, de embelezamento e acabamento da obra. ♦

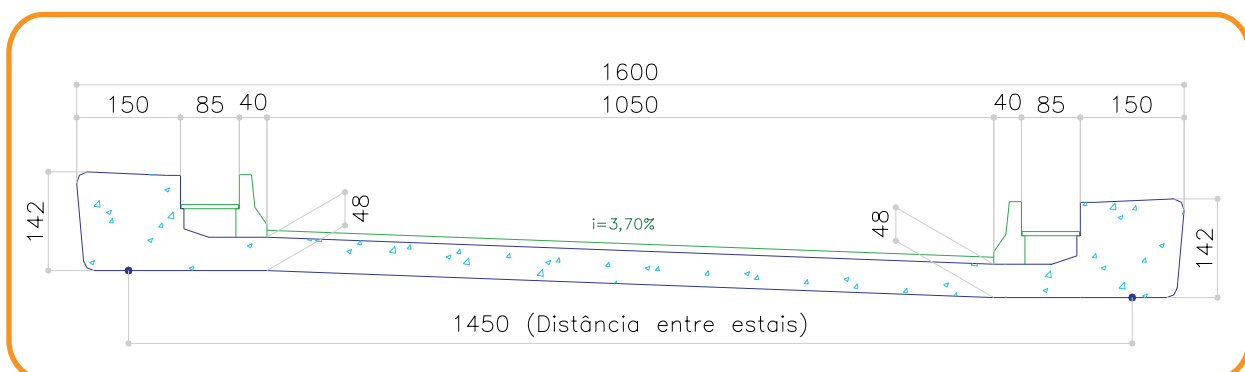


Figura 8 – Dimensões principais do tabuleiro

BASF inaugura fábrica de superplastificante em Guaratinguetá

A BASF, empresa fornecedora de químicos para a indústria da construção civil, inaugurou a primeira fábrica de PCE (éter policarboxilato), mais conhecido como aditivo superplastificante Glenium, na América do Sul. A fábrica, em Guaratinguetá, São Paulo, foi inaugurada no último dia 6 de maio.

A empresa, que já possui fábricas de PCE na Alemanha, China, Estados Unidos, Itália e Japão, investiu 2 milhões de euros (5,2 milhões de reais) para construir a nova planta.

“Buscamos soluções para ajudar os nossos clientes, oferecendo produtos de qualidade, de forma ágil e personalizada. A efetivação deste projeto vem ao encontro do nosso objetivo”, justificou Fernando Matias, diretor da unidade de químicos para construção na América do Sul.

O novo investimento vai suprir a demanda do mercado de construção por aditivos superplastificantes, principalmente para as indústrias de concreto com foco nos pré-moldados e nos concretos protendidos.

A produção local, aliada à localização estratégica da fábrica de Guaratinguetá e a possibilidade de oferecer produtos sob encomenda pelo cliente, foram os fatores que influíram na decisão de investir.

“O Glenium, que até hoje era comercializado em 6 tipos-padrão, agora poderá ser produzido de forma customizada, de acordo com as necessidades do cliente”, comenta Matias.

A nova planta terá capacidade produtiva inicial de 12.000 toneladas por ano, podendo chegar até a 16.000 toneladas por ano. ♦



Vista aérea Complexo Químico Guaratinguetá



Placa de inauguração: Fernando Matias – Diretor da Unidade de Químicos para Construção para a América do Sul Bernhard Hofmann – Presidente Mundial da Divisão de Químicos para Construção Rolf-Dieter Acker – Presidente da BASF para a América do Sul Antonio Gilberto Filippo Fernandes Júnior – Prefeito de Guaratinguetá Fernando Figueiredo – Vice-presidente de Químicos, Comunicação Social e Jurídico para a América do Sul (esq. p/dir.)

Utilização de CA-50 de 40mm de diâmetro em armaduras de concreto

Anibal Knijnik
Knijnik Engenharia

Resumo

Apesar de estarem disponíveis no mercado desde longa data, as barras com diâmetro de 40mm não são usualmente empregadas no detalhamento de peças de concreto armado em nosso país. Este trabalho apresenta e analisa alguns dos aspectos técnicos envolvidos na sua utilização, tanto em termos de projeto e detalhamento como sob a ótica da execução das estruturas. É dada ênfase às considerações relacionadas à aderência, ancoragem, alojamentos e montagem.

1. Introdução

Na prática usual da maior parte dos escritórios de projeto estrutural brasileiros, o uso das bitolas de armadura das peças de concreto armado encontra-se limitado, quase sempre, a barras com o diâmetro nominal máximo de 25mm. Em tempos recentes, com o aumento dos valores absolutos das solicitações nas peças, oriundo da crescente demanda por peças mais ousadas capazes de atender às exigências de mercado de produtos (unidades comercializadas) com vãos maiores, menores seções de pilares, etc., passou a ser utilizada com maior frequência o diâmetro de 32mm, principalmente em pilares muito carregados.

Os dois principais fatores para o pouco uso destas bitolas mais grossas são: o desconhecimento da existência e da disponibilidade imediata de barras com diâmetros superiores a 25mm e o receio por parte do projetista em detalhar com bitolas com as quais não está familiarizado e das quais, muitas vezes, nem possui dados suficientes. Leonhardt⁴ apresenta

diretrizes de caráter geral para a escolha da bitola das armaduras, recomendando a utilização, em peças comprimidas de grandes dimensões, de bitolas maiores do que 28mm até 40mm.

A título de ilustração, sabe-se que menos de 1% em peso dos vergalhões produzidos no Brasil tem diâmetro nominal superior a 25mm.

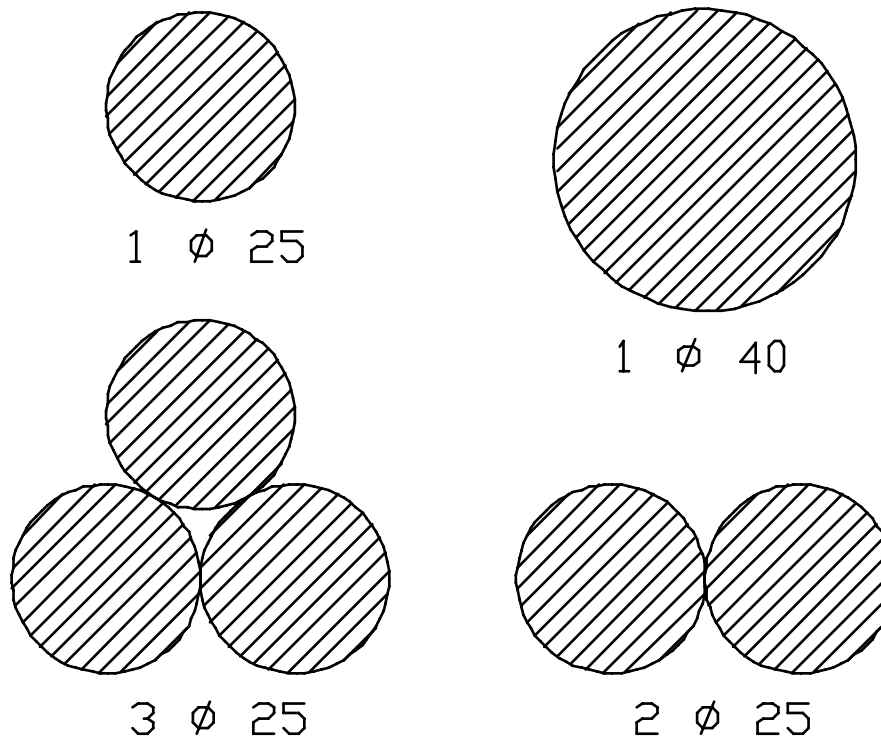
2. Barras de grande diâmetro como armaduras

Definindo barras de grande diâmetro como sendo aquelas barras utilizadas como armadura de peças de concreto com bitola nominal superior a 25mm, podemos relacionar os seguintes aspectos a considerar quando de seu uso:

◆ **Ancoragem** – Sem sombra de dúvida, a primeira consideração de propriedade lembrada quando cresce o diâmetro de uma barra de armadura é a ancoragem. A aderência de uma barra de maior diâmetro é menor do que a de um conjunto de barras de menor diâmetro com a mesma área, já que deveremos ancorar a mesma força em ambas (produto simples da área pela mesma tensão) ao longo de uma superfície lateral menor na barra isolada.

◆ **Fendilhamento** – Quando o diâmetro cresce, crescem também as tensões de fendilhamento ou escorregamento, capazes de causar rupturas localizadas da aderência ou fissuração ao longo das barras, no plano paralelo ao da ação dos momentos fletores. Segundo a NBR-6118/2003¹, esta verificação é obrigatória para barras com diâmetro superior a 25mm e para feixes de barras com diâmetro equivalente maior ou igual a 32mm.

◆ **Fissuração** – A abertura de fissuras é diretamente proporcional ao diâmetro das barras da armadura. Aumentando-se a bitola das barras



crece automaticamente a abertura das fissuras. Quando trabalharmos com barras de grande diâmetro sob solicitações importantes, muitas vezes a verificação ao estado limite de abertura de fissuras torna-se o ponto crítico e somos obrigados a adotar cobrimentos maiores ou até mesmo adotar armaduras suplementares mais junto à superfície da peça (respeitados os cobrimentos mínimos) na forma de telas soldadas para diminuir a abertura máxima das fissuras.

◆ **Aderência** – Ensaios mostram que a tensão de aderência diminui com o incremento do diâmetro das barras. A NBR-6118:2003¹ impõe uma redução na tensão de aderência quando a bitola da armadura excede 32mm. Assim, para uma barra de 40mm, uma redução de 8% na sua tensão de aderência se comparada a barras de até 32mm de diâmetro.

◆ **Emendas** – Quanto maior torna-se o diâmetro das barras da armadura, tanto menos interessante se tornam as emendas por traspasse. Essas emendas têm sua utilização evitada tanto por razões econômicas como pelas de ordem executiva. Quando trabalhamos com bitolas de grande diâmetro é vedada a emenda por traspasse, devendo as emendas das barras ser executadas com o emprego de outros processos: soldas, luvas, etc. Adicionalmente, todos os processos de racionalização da produção e montagem de armaduras preconizam, para bitolas acima de

20mm, o emprego de emendas por luvas ou por solda (com eletrodos ou por caldeamento). N. Clarke & N. Watson⁵, em recente trabalho onde comentam o estágio e as tendências atuais da racionalização de armaduras na Inglaterra, afirmam ser vantajoso o emprego de luvas em barras de grande diâmetro tanto para diminuir o custo do processo de armação como também para diminuir o risco de um eventual fissuramento na zona de emendas de barras de grande diâmetro.

◆ **Alternativas** – A alternativa usual quando se opta por não utilizar barras de grande diâmetro em peças fortemente armadas de concreto armado é o emprego de feixes, que são elementos de armação formados por conjuntos de 2 ou 3 barras. Na figura 2 abaixo mostram-se em verdadeira grandeza as seções transversais de feixes duplos e triplos de barras de 25mm, permitindo a sua comparação com a seção de uma barra de 40mm.

◆ **Comparação entre as alternativas** – A preferência pelo emprego de barras de maior diâmetro ao invés de feixes de barras de até 25mm acontece por duas razões, uma de ordem prática: consequência direta do fato de que somente trabalhamos com bitolas de grande diâmetro quando necessitamos uma grande seção de aço como armadura. Em peças com grande número de posições de armadura, o manuseio das armaduras e a sua montagem são difíceis

e trabalhosos. Quanto menor o número de barras a montar, tanto mais fácil e rápida será a montagem. As emendas de armaduras de barras em feixes devem sempre ser escalonadas, o que também colabora para dificultar em muito a montagem e o detalhamento das armaduras. A outra razão é de ordem econômica, já que no detalhamento e montagem de peças com grandes taxas de armaduras é muito pouco provável que possamos escalonar adequadamente as armaduras, principalmente aquelas sob tração (vigas e elementos de fundação). Nestas situações, é muito pouco provável que possamos emendar menos do que 50% das armaduras na mesma seção. Essas considerações no remetem a um valor de α_{or} , que multiplicará o comprimento necessário de ancoragem retilínea l_b para fornecer o comprimento de traspasse que será quase sempre 2,0 (tabela 9.4 da NBR-6118:2003), o que acarretará um custo muito grande em material e de mão de obra na execução do traspasse.

3. Taxas ótimas de armação

Considerando as prescrições da NBR-6118:2003, de que entre barras da armadura longitudinal de pilares e vigas deve existir um espaço horizontal livre igual ao diâmetro da barra ou do feixe equivalente (mas não inferior a 20mm ou a 1,2 x o diâmetro máximo do agregado) e admitindo a mesma regra para o espaçamento entre camadas verticais de armaduras longitudinais de vigas, podemos definir dois parâmetros para a verificação da máxima capacidade de alojamento de armaduras em peças de concreto:

- ♦ uma taxa ótima de armação superficial μ (em cm^2 de aço/ cm^2 de concreto) como sendo máxima a relação entre a seção transversal de uma barra e a sua área de concreto interessada A_i , ou seja aquela área em volta desta armadura onde a Norma impede a existência de outras barras da armadura longitudinal (válida principalmente para peças fletidas) e
- ♦ uma taxa ótima de armação periférica

α (em cm^2 de aço/ cm de concreto) como sendo a máxima relação entre a seção transversal de uma barra e o seu perímetro interessado de concreto l_c , ou seja aquela distância no seu entorno, segundo a superfície externa da peça onde a Norma impede a existência de outras barras da armadura longitudinal (válida principalmente para peças comprimidas)

Chamando de eh ao espaçamento livre mínimo entre duas barras da mesma camada horizontal de armadura e de ev ao espaçamento livre mínimo entre duas camadas verticais de armaduras e lembrando ainda que, em um feixe, adotamos para fins de detalhamento de ancoragens, emendas, afastamentos, etc. um diâmetro equivalente ao da área total do feixe, teremos - para uma barra isolada de diâmetro d superior a 20mm - as seguintes situações otimizadas segundo os critérios da NBR-6118:2003 (Tabela 1).

Nos pilares é onde a maior vantagem de trabalhar com barras de diâmetro maior fica mais aparente, já que as armaduras são dispostas usualmente ao longo do perímetro da seção em uma única camada. Neste caso, como a taxa ótima é diretamente proporcional ao diâmetro da barra empregada, quanto maior o diâmetro da barra, maior a área de armadura que podemos colocar num mesmo perímetro de seção, propiciando uma solução mais adequada de disposição de armaduras.

Fica então evidente a vantagem em se trabalhar com bitolas de maior diâmetro para pilares bastante carregados, já que utilizando-se bitolas isoladas de 40mm, por exemplo, é possível alojar praticamente a mesma quantidade de armadura do que trabalhando com feixes triplos de 25mm, mas com um consumo significativamente menor de mão de obra.

4. Outras considerações

Além de outros usualmente já considerados, deve o projetista levar em conta os seguintes pontos quando do detalhamento

Tabela 1 – Taxas ótimas de armação calculadas pela NBR-6118:2003

Caso	eh	ev	As	Ai	lc	α	μ $\phi 25\text{mm}$	μ $\phi 40\text{mm}$
Barra isolada	d	d	$\pi \cdot d^2 / 4$	$4 \cdot d^2$	2.d	0,393.d	0,98	1,57
Feixe de 2 barras	$\sqrt{2} \cdot d$	$\sqrt{2} \cdot d$	$2 \cdot \pi \cdot d^2 / 4$	$8,243 \cdot d^2$	3,414.d	0,460.d	1,15	–
Feixe de 3 barras	$\sqrt{3} \cdot d$	$\sqrt{3} \cdot d$	$3 \cdot \pi \cdot d^2 / 4$	$13,428 \cdot d^2$	3,732.d	0,631.d	1,57	–

e da verificação de peças muito armadas com armaduras de grande diâmetro, em especial de barras de grande diâmetro: 32mm e 40mm.

4.1 ARMADURA TRANSVERSAL NAS EMENDAS

Desde os trabalhos pioneiros de J. Cairns & P.D. Arthur⁶ e de S. Morita & T. Kaku⁷, entre outros, ficou evidente a importância da existência de armadura transversal ao longo das emendas de armaduras, principalmente nos pilares e outros elementos com armaduras comprimidas. Estas armaduras são fundamentais para garantir a correta transferência dos esforços entre as barras na zona da emenda, resistindo aos esforços transversais oriundos da transferência de carga para o concreto pelas extremidades das barras comprimidas, num fenômeno análogo ao da resistência de ponta das estacas no solo.

É interessante notar que a NBR-6118:2003 não admite a emenda por trespasse de barras com diâmetro superior a 32mm. A Norma Americana ACI 318/91 admite a emenda por trespasse para barras comprimidas de até 45mm de diâmetro.

4.2 TENSÕES DE FENDILHAMENTO

Barras de grande diâmetro solicitadas à tração (p.ex.: em vigas e elementos

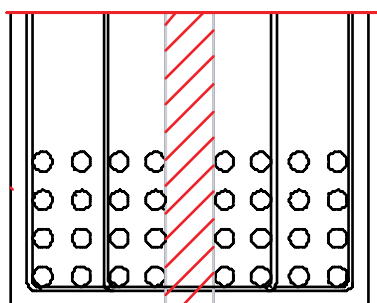
de fundação) devem ser verificadas contra o risco de que os esforços de fendilhamento causados pela ação conjunta dos esforços de aderência e das tensões verticais provocadas pelas forças de compressão das bielas excedam a resistência do concreto à tração na direção de concretagem. Estas verificações podem ser feitas, por exemplo, pelo método explicitado em Leonhardt¹ ou pelo processo da ACI-318/95.

Para melhorar as condições de resistência ao fendilhamento, ao contrário da melhoria quanto à fissuração, são medidas ineficientes alterar o diâmetro ou o espaçamento das barras, as únicas medidas eficientes são aumentar o f_{ck} , ou o cobrimento.

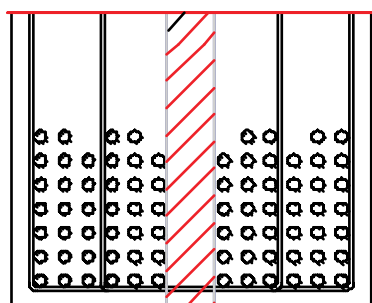
4.3 COMPRIMENTO DAS BARRAS DE USINA

Como regra geral, quanto maior for o comprimento das barras de grande diâmetro, tanto as de 32mm como as de 40mm, tanto mais econômica será a execução da armação. Isto acontece principalmente pela redução do número de emendas e, como consequência direta, de posições de armação. Em geral, as usinas mantêm estoques para pronta entrega de barras com um comprimento padrão de 12m.

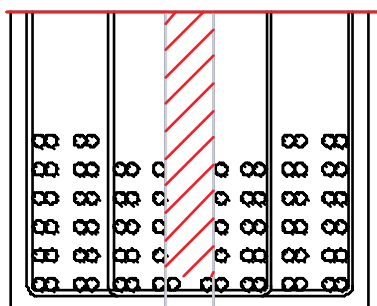
Figura 2 – Quatro disposições possíveis de 400 cm² de armadura em vigas de 75 cm de largura



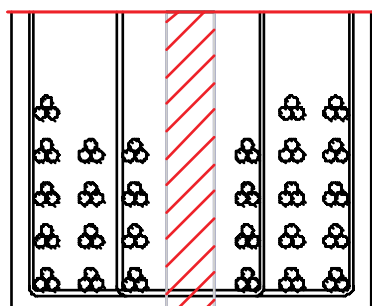
$\langle 4 \times 8 \rangle \ \phi \ 40$



$\langle 6 \times 6 + 8 \rangle \ \phi \ 25$

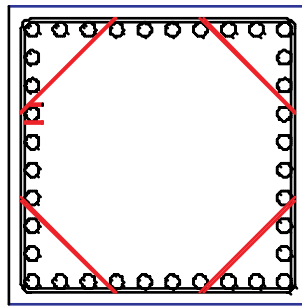


$\langle 8 + 4 \times 7 + 4 \rangle \ 2 \ \phi \ 25$

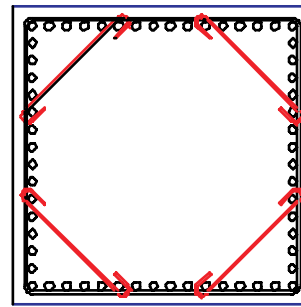


$\langle 4 \times 6 + 3 \rangle \ 3 \ \phi \ 25$

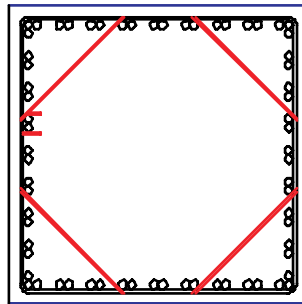
Figura 3 – Alojamentos máximos em um pilar de 90cm x 90cm utilizando-se barras isoladas de 40mm e barras isoladas, feixes duplos e feixes tripos de 25mm



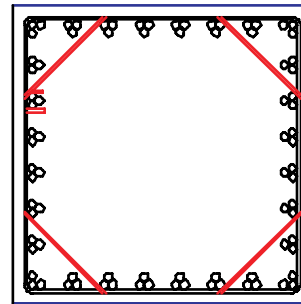
$$36 \text{ } \phi \text{ } 40 = 450\text{cm}^2$$



$$60 \text{ } \phi \text{ } 25 = 300\text{cm}^2$$



$$64 \text{ } \phi \text{ } 25 = 320\text{cm}^2$$



$$84 \text{ } \phi \text{ } 25 = 420\text{cm}^2$$

Mediante acordo com o fabricante, o fornecimento de barras com comprimentos maiores para situações específicas é um procedimento considerado normal na indústria.

Barras de 40mm para uso em pilares de comprimento padronizado, como num prédio de grande altura com muitos andares tipo ou em elementos pré-moldados, por exemplo, podem ser encomendados em comprimentos exatos ou seus múltiplos, praticamente eliminando as perdas.

5. Exemplos de aplicação

Para que se possa avaliar as vantagens práticas de se trabalhar com bitolas de 40mm. A figura 4 mostra 4 seções parciais de vigas com largura de 75cm, fortemente armadas. As armaduras, em todas elas, correspondem aproximadamente a 400cm² e foi deixado um espaço para a inserção do vibrador de 10cm no seu centro (Figura 2). De fato, estamos fazendo a comparação de:

- ◆ 32 barras isoladas de 40mm de diâmetro alojadas em 4 camadas
- ◆ 80 barras isoladas de 25mm de diâmetro alojadas em 7 camadas

- ◆ 40 feixes duplos de 25mm de diâmetro alojados em 6 camadas
- ◆ 27 feixes tripos de 25mm de diâmetro alojados em 5 camadas

É evidente a vantagem do uso de barras de 40mm de diâmetro sobre as demais alternativas, tanto pela nítida diminuição do grau de dificuldade (e como consequência do tempo despendido e da mão de obra consumida), como pela diminuição do risco de defeitos de concretagem (bicheiras), pelo fato de existir um maior espaço livre entre as barras e um menor número de camadas de armadura.

O uso de armaduras de 40mm apresenta vantagens ainda maiores quando exemplificamos a sua utilização em pilares através de uma simulação análoga aquela desenhada acima para as vigas. A Figura 3 demonstra esse fato de maneira insofismável.

Para um mesmo pilar quadrado com 85cm de lado foi alojado o máximo número de barras, ou feixes conforme o caso, admitido pela NBR-6118:2003. Nota-se que a maior área de armadura alojada correspondeu à opção de barras isoladas de 40mm (450cm²). A seguir, feixes tripos de 25mm (420cm²), feixes duplos de 25mm (350cm²) e barras isoladas de 25mm (250cm²). Esta constatação está coerente com os valores de α calculados anteriormente.

6. Conclusões

Com base no acima exposto, podemos concluir que:

- a)** o uso de bitolas de grande diâmetro, em especial barras de 40mm, é viável, prático e capaz de aumentar substancialmente as taxas de armadura em pilares;
- b)** em vigas e elementos fletidos de fundação (sapatas e blocos), o uso de bitolas de 40mm reduz a mão de obra de fabricação e montagem e auxilia no combate à formação de vazios de concretagem, pois possibilita o alojamento da

armadura em menos camadas com um número menor de barras por camada quando comparado a mesma solução em diâmetros menores;

- c)** O uso de armadura em barras com diâmetro de 40mm praticamente dispensa o uso de feixes de barras, facilitando a confecção e a montagem das armaduras para concreto armado; e
- d)** As recomendações internacionais modernas – no que tange aos aspectos de racionalização das armaduras – desaconselham o uso de emendas por traspasse de barras com diâmetro superior a 20mm, sugerindo a maior viabilidade econômica do uso de emendas por solda ou mediante o uso de luvas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003) NBR-6118 Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento
- [02] Canadian Standards Association (1984) CAN3-A23.3-M84 Design of Concrete Structures for Buildings
- [03] American Concrete Institute (1995) ACI 318-95 Building Code Requirements for Concrete Structures
- [04] Leonhardt, F. (1978) Construções de Concreto, v.3, 1ed., Rio de Janeiro, Ed. Interciência.
- [05] Clarke, N. & Watson N. "Reinforcement and accessories overview", Concrete, March 2001, pp29-34.
- [06] Morita, M. & Kaku, T. "Splitting bond failure of large deformed reinforcing bars", ACI Journal, Proceedings, v.76, jan. 1979, pp93-110.
- [07] Cairns, J. & Arthur, P.D. "Strenght of lapped splices in reinforced concrete columns", ACI Journal, Proceedings, v.76, feb. 1979, pp277-296. ◆

4º CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS • CINPAR 2008



Aveiro, Portugal 25 a 28 Junho 2008

OBJETIVOS

- Divulgar e discutir os métodos de inspeção de estruturas e caracterização dos materiais;
- Apresentar e discutir as patologias mais frequentes nas construções;
- Conhecer e analisar as principais causas das patologias, considerando que este aspecto é fundamental para que a reabilitação tenha êxito;
- Divulgar os materiais mais utilizados nos trabalhos de reabilitação e reforço de estruturas das construções;
- Apresentar e discutir soluções para a reabilitação e reforço de estruturas;
- Promover a troca de experiências nos domínios do estudo das patologias e da reabilitação e reforço de estruturas entre os profissionais que actuam nesta área.

Contatos

Telefones +351-234-370938 / 370049

Fax +351-234-370094

E-mail cinpar@civil.ua.pt

Mais informações: <http://cinpar.web.ua.pt>

Realcalinização eletroquímica: técnica preventiva ou de reabilitação?

Fernanda Wanderley C. de Araujo
Paulo Helene
Escola Politécnica da USP

Introdução

A técnica de realcalinização eletroquímica tem a finalidade de restabelecer tanto a alcalinidade do concreto quanto a repassivação da armadura através da elevação do pH do concreto carbonatado.

Com base neste escopo, foi realizada uma pesquisa dentre os artigos publicados para verificar a eficácia completa da técnica eletroquímica. Ou seja, tomando como base os resultados discutidos pelos autores, foi verificado se a realcalinização eletroquímica é realmente capaz de proporcionar tanto a realcalinização do concreto carbonatado, quanto a repassivação da armadura despassivada, ambas ocasionadas pela queda de pH, devido à entrada do gás carbônico.

E constatou-se que menos de um terço delas verificava a eficácia da técnica em relação à repassivação das armaduras. As demais bibliografias disponíveis tratavam apenas da realcalinização do concreto.

Princípio da técnica

O princípio da técnica consiste em restabelecer a proteção contra a corrosão da armadura pelo aumento da alcalinidade do concreto. O aumento da alcalinidade é devido ao processo eletro-osmótico, onde os álcalis da solução alcalina, aplicada na superfície da estrutura a ser tratada, entram no concreto devido à aplicação de corrente elétrica e conseqüente criação de um campo elétrico entre a superfície do concreto e a armadura. Nos poros capilares existe uma camada dupla de moléculas de água interligadas por forças elétricas,

onde a camada mais interna é fortemente aderida às paredes dos poros, enquanto a externa é ligada de forma menos intensa. Quando um campo elétrico é aplicado, uma parte da camada externa se move para um dos pólos, extraindo a água livre dos poros. Uma vez que a concentração iônica da água contida nos poros capilares do concreto carbonatado é baixa, o transporte eletro-osmótico é considerado como um possível mecanismo para aumentar a sua alcalinidade. A eletro-osmose trará, ainda, o benefício de provocar um tamponamento nos poros da estrutura reabilitada, dificultado a re-entrada do CO₂ na estrutura.

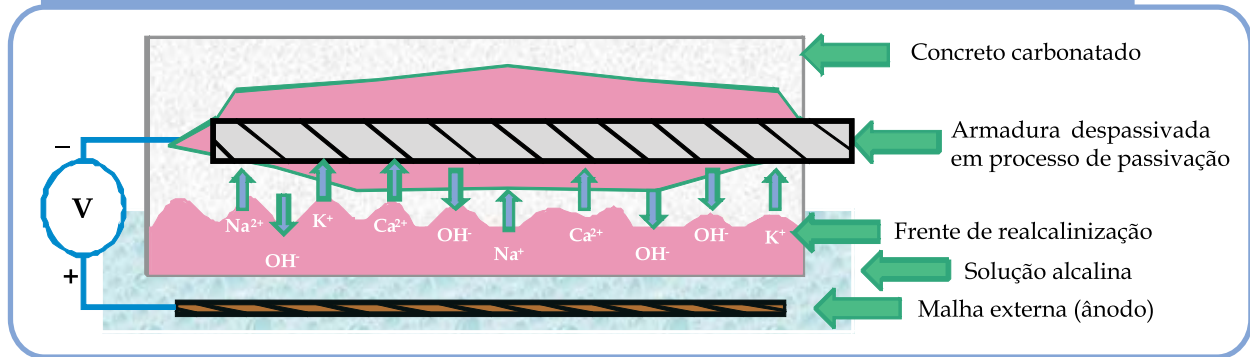
Mas, a formação e a manutenção da película repassivadora de óxidos e hidróxidos de ferro sobre a superfície das armaduras dependerá dos íons alcalinos introduzidos no concreto pelo processo de realcalinização. E de acordo com o meio científico e técnico, o carbonato de sódio é o eletrólito mais utilizado, devido à sua eficácia, para a restauração da alcalinidade perdida.

Existe ainda a possibilidade do transporte eletro-osmótico nem ocorrer, pois concretos carbonatados contendo cloretos têm o coeficiente de fluxo eletro-osmótico diminuído, uma vez que a presença do sal diminui a espessura da camada dupla de moléculas de água nas paredes dos poros.

Metodologia

O tratamento consiste na aplicação, durante 1 ou 2 semanas, de um campo elétrico, oriundo da aplicação de uma corrente entre 0,2 e 4 A/m² através de uma fonte retificadora. Essa fonte retificadora deve ter o seu pólo negativo conectado à armadura (para que a mesma sirva de cátodo) e o pólo positivo deve ser conectado à malha ex-

Figura 1 – Princípio da realcalinização eletroquímica



terna (ânodo), que se encontra em contato com a superfície externa da estrutura. O ânodo externo, geralmente de titânio, é uma malha condutora imersa em um eletrólito alcalino, geralmente uma solução saturada de carbonato de sódio.

Atualmente, a única norma que estabelece uma metodologia para a realização da realcalinização eletroquímica é o projeto de norma prEN 14038-1 do European Committee for Standardization (CEN), no qual a densidade de corrente não deve exceder 4 A/m² de superfície tratada e a carga empregada não deve ser inferior a 100 horas. Além de determinar que o tratamento de realcalinização deve ser concluído quando a carga total de 200 A.h/m² por superfície tratada for atingida.

Os álcalis, devido à diferença de potencial provocada pela fonte retificadora, serão atraídos até a armadura proporcionando um ambiente bastante alcalino ao redor da mesma. A aplicação

da corrente externa na armadura também provoca a formação de hidroxilas ao redor da barra, pois a mesma passa a funcionar como um cátodo provocando a eletrólise da água (Figura 1). Embora a produção de hidroxila favoreça o aumento do pH do concreto, também pode ocasionar alguns efeitos colaterais como a fragilização da armadura por hidrogênio e a diminuição da aderência existente entre a armadura e o concreto.

A corrente elétrica introduzida no concreto é cessada quando a realcalinização atinge o nível desejado. Isso ocorre cerca de uma semana depois de iniciado o tratamento e verificado através da aspersão de soluções alcoólicas de indicadores químicos na superfície das amostras retiradas do local tratado.

Na Figura 2, é possível observar como, na prática, é realizada a conexão, a colocação de uma extensão da armadura para o exterior do concreto, e a malha externa utilizada como ânodo.

Em geral, para possibilitar o contato do eletrólito com a superfície do concreto carbonatado, é realizado o jateamento de uma polpa de celulose saturada com o eletrólito sob o concreto. A poupa de celulose pode ainda ser substituída por fibras projetadas, por feltro e, no caso de lajes, as bordas podem ser seladas formando tanques (Figura 3).

Figura 2 – Detalhe da conexão realizada na armadura no interior do concreto para o exterior, de forma a propiciar a conexão da mesma à fonte retificadora



Figura 3 – Tipos de contatos eletroquímicos que podem ser realizados: utilizando poupa de celulose jateada ou utilizando tanques



FOSROC - Brasil

Uma das ressalvas que alguns pesquisadores fazem é em relação à extensão da área tratada, pois quanto maior a zona tratada, mais difícil é o controle do sistema e a comprovação da ausência de curtos-circuitos. Além do mais, se em uma mesma estrutura existem partes que necessitam de diferentes densidades de corrente e possuem diferenças significativas de resistividade, as regiões devem ser tratadas separadamente. Como regra geral, não é recomendada que as zonas de tratamento tenham uma extensão maior do que 100 m².

Como ainda não existe uma norma especificando os critérios de aceitação para a finalização do tratamento de realcalinização eletroquímica, acaba-se por adotar a quantidade de corrente aplicada como um bom critério, mas há divergências com relação a isso, pois esta quantidade de corrente pode ser insuficiente para um determinado tipo de concreto. Assim, outro critério comumente utilizado é a determinação da frente de realcalinização em um testemunho através da aspersão de indicadores químicos.

Mas, o procedimento de avaliação da eficiência da realcalinização pela aspersão de indicadores químicos de pH indica somente se o eletrólito dos poros do concreto está com valor de pH superior a 8,3, para a fenolftaleína, ou a 9,3, para a timolftaleína. Porém, ambos os indicadores químicos não constatarem o real valor do pH nos poros do concreto, além de não indicar a ocorrência ou não da repassivação da armadura. Desta maneira, outras formas de avaliação para verificação da eficácia do tratamento tornam-se imprescindíveis.

São muitos os estudos nos quais os pesquisadores ao finalizar o tratamento de realcalinização eletroquímica sugerem que inicialmente seja aspergido o indicador químico de pH (com valores de viragem do pH entre 10 e 13) na superfície da armadura tratada, ou na superfície de amostras de concreto recém fraturadas, e ao constatar a formação de um anel carmim ao redor da armadura ou do concreto, então é dado início à utilização de técnicas eletroquímicas para verificar o comportamento da armadura no interior da estrutura. Dentre as técnicas eletroquímicas utilizadas, temos: a polarização anódica da armadura através de um galvanostato; o uso de mapas de potencial ou medidas de velocidade de corrosão com a técnica de resistência de polarização

Mas, em todo caso, é necessário tomar cuidado na hora de interpretar os resultados, já que inicialmente as armaduras encontram-se muito polarizadas, devido ao campo elétrico im-

posto durante o tratamento, e a despolarização se dá lentamente. Os valores obtidos não devem ser interpretados da mesma forma que em uma estrutura não reparada.

Entretanto, em alguns artigos publicados, tanto os nacionais quanto os internacionais, a comprovação da eficácia do tratamento continua em aberto. Pois, os valores indicativos do estado da armadura não têm chegado a um patamar de segurança aceitável. Um monitoramento a longo prazo, no máximo vem mostrando uma tendência de repassivação da armadura, mas não a sua constatação.

Essa falta de congruência nos resultados de monitoração eletroquímica ao final do tratamento pode ser ocasionada por diversos fatores. Um deles seria o aumento da resistividade da estrutura provocada pela introdução do carbonato de sódio, através da realcalinização eletroquímica, sendo então sugerida a realização da calibração do equipamento que realizará o mapeamento do potencial de corrosão na estrutura recuperada. Outro seria a quantidade de óxidos reduzidos na armadura durante o tratamento, dificultando a constatação da repassivação.

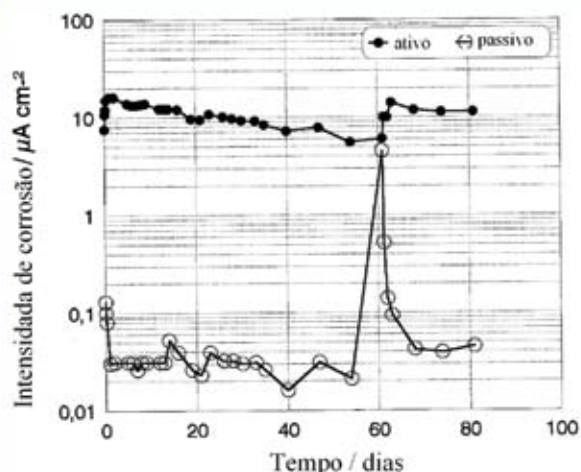
Técnica preventiva ou de reabilitação?

Alguns pesquisadores consideraram vagas as explicações dadas por alguns pesquisadores. Assim, um grupo de pesquisa formado por pesquisadores do México e da Espanha fizeram um trabalho tentando dar mais fundamento ao porquê da armadura não conseguir ser repassivada.

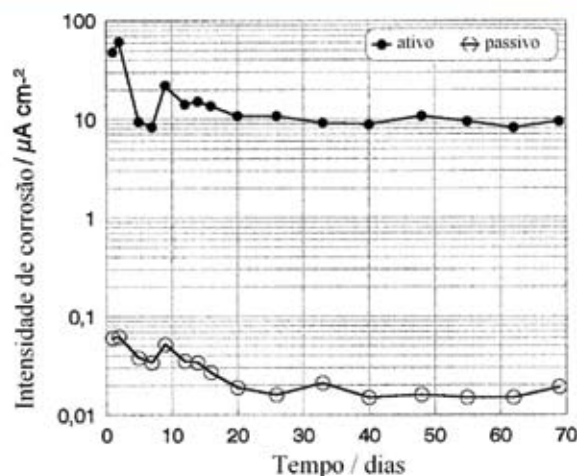
A metodologia do estudo consistiu em analisar a repassivação da armadura suprimindo a variável referente ao aumento da resistividade do concreto realcalinizado. Primeiramente, foram retiradas barras de ferro de estruturas com mais de 29 anos de vida útil que apresentavam o cobrimento destacado. Algumas dessas barras foram limpas e junto com as que não sofreram qualquer tipo de limpeza, ou seja, encontrava-se em um grau avançado de corrosão, foram realcalinizadas em dois sistemas diferentes: um consistia em imergir as barras diretamente em uma solução saturada de hidróxido de cálcio; o outro em moldar um novo concreto de relação água/cimento 0,5 utilizando as barras.

Medidas constantes de intensidade de corrosão foram realizadas durante 70 dias, e, ao final, pôde-se constatar que as barras despассивadas, mas com baixo grau de corrosão, obtiveram êxito na repassivação. Por outro lado, as barras com alto grau de corrosão não obtiveram tal sucesso; essas barras continuaram com uma intensidade de corrosão bastante elevada independente do sistema analisado (Figuras 4a e b).

Figura 4 – Comparação das barras com baixo (passivo) e alto grau (ativo) de corrosão para diversos tempos de realcalinização e a intensidade de corrosão em solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (a), e em argamassa não alcalina (b)



(a)



(b)

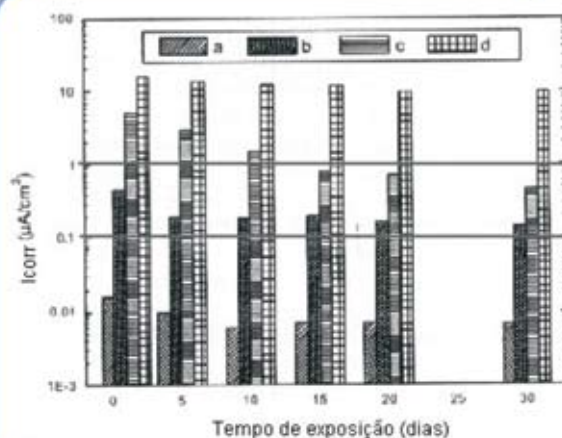
Ao final do estudo, os pesquisadores concluíram que, para armaduras despassivadas, mas com baixo grau de corrosão, a realcalinização era capaz de repassivar estas armaduras. Mas, as armaduras com alto grau de corrosão não obtiveram valores tidos como de baixa intensidade de corrosão ($< 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). E qual seria o grau de corrosão limite para a ocorrência da realcalinização?

Procurando responder a esta pergunta, o mesmo grupo iniciou um novo trabalho. Neste novo trabalho, algumas barras foram pré-corroidas e classificadas o grau de corrosão de cada uma delas, para então serem imersas em uma solução saturada de hidróxido de cálcio propiciando a sua repassivação. Com medidas periódicas de velocidade de corrosão, foi possível analisar em quais casos a repassivação ocorria de forma eficaz ou não.

Na Figura 5, fica clara a dificuldade das barras corroidas de voltarem ao estado passivo. As barras despassivadas, mas sem corrosão, conseguiram

ficar na faixa tida como velocidade de corrosão desprezível ($< 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), ou seja, foram repassivadas. Já, as barras com até $280 \text{ mg}/\text{dm}^3$ de ferro corroido conseguiram atingir velocidades de corrosão tidas como moderada (entre $0,1$ e $0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Mas, as barras com $4300 \text{ mg}/\text{dm}^3$ de ferro corroido não apresentaram nenhuma redução na velocidade de corrosão, mantendo-se na faixa de corrosão muito elevada ($> 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$).

Figura 5 – Comparação para diversos tempos de imersão em solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e de velocidade de corrosão de barras com diferentes graus de pré-corrosão: onde a) 0, b) 145, c) 280 e d) $4300 \text{ mg}/\text{dm}^3$ de ferro corroido



Conclusão

Já há algum tempo, vem-se alertando para com o cuidado que se deve ter com a técnica de realcalinização eletroquímica. Pois, de acordo com uma corrente de pesquisadores, a técnica de realcalinização eletroquímica permite atacar o problema da carbonatação do concreto armado apenas em uma fase precoce, o que reduziria os custos de intervenção e prolongando a vida útil das estruturas.

Apesar da larga escala com a qual a re-

alcalinização eletroquímica vem sendo aplicada no exterior, vale a pena deixar um alerta para os casos onde a carbonatação já atingiu a armadura e a mesma encontra-se em alto grau de corrosão. Pois, não há um consenso, ainda, com relação à eficácia da técnica eletroquímica quanto à repassivação das mesmas quando atingem um alto grau de corrosão.

Desta forma, sugere-se que a realcalinização eletroquímica seja utilizada, por enquanto,

com um caráter preventivo, quando a carbonatação encontra-se com uma profundidade inferior ao cobrimento, ou seja, quando ainda não atingiu as armaduras. Pois, mesmo não sendo possível, ainda, atestar a eficácia da técnica em relação à repassivação das armaduras, esta técnica ainda possui a vantagem de não necessitar a remoção do concreto carbonatado, mas apenas da camada de concreto destacada, mal aderida, com defeitos de concretagem ou degradada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (01) EGGERS, M.; OLIVEIRA, P. S. F. Novas técnicas eletroquímicas de recuperação de estruturas de concreto: realcalinização e dessalinização (extração de cloretos). In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções. Porto Alegre, 1997. Anais, p. 215-222.
- (02) GONZALEZ, J.A.; COBO, A.; GONZALEZ, M.N.; OTERO, E. On the effectiveness of realkalisation as a rehabilitation method for corroded reinforced concrete structures. *Materials and Corrosion*, vol. 51, 2000, p. 97-103.
- (03) MIETZ, J. Electrochemical rehabilitation methods for reinforced concrete structures. European Federation of Corrosion Publications, n°. 24. 1st edition. England: Ed. IOM communications Ltd, 1998. 57p.
- (04) MIRANDA, J. M.; GONZÁLES, J. A.; OTERO, E.; COBO, A. Consideraciones sobre la repassivación-rehabilitación de las estructuras corroídas de concreto armado. In. VII Congreso Latinoamericano de Patologia de la Construcción – IX Congreso de Control de Calidad en la Construcción – CONPAT, Mérida, México, 2003. CD-ROM.
- (05) YEIH, W.; CHANG, J. J. A study on the efficiency of electrochemical realkalisation of carbonated concrete. *Construction and Building Materials*, vol. 19, 2005, p. 516-524. ◆



O cinquentenário do
**Congresso Brasileiro do
Concreto – 50º CBC 2008** – vai
acontecer na magnífica cidade
de **Salvador**, na **Bahia**,
de **4 a 9 de setembro**.

Vendas de estandes:
arlene@ibracon.org.br

Mais informações, acesse:
www.ibracon.org.br

Salvador é um dos destinos turísticos e culturais mais procurados do mundo. Todos que ainda não a conhecem alimentam o desejo de conhecer. Afinal, Salvador tem cinco séculos de história, é hospitaleira, generosa e envolvente.



TEMAS

- | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| ■ Gestão e Normalização | ■ Construction Methods |
| ■ Management and Standardization | ■ Análise Estrutural |
| ■ Materiais e Propriedades | ■ Structural Analysis |
| ■ Materials and Properties | ■ Materiais e Produtos Específicos |
| ■ Projeto de Estruturas | ■ Specific Products |
| ■ Structural Design | ■ Sistemas Construtivos Específicos |
| ■ Métodos Construtivos | ■ Specific Construction Systems |

PALESTRAS PROGRAMADAS

Dr. Daniel Cusson – IRC/NRC Canada “*Internal curing of high-performance concrete bridge decks and its effect on performance, service life, and life-cycle cost*”

Per Fijestol and Magne Dastol – “*The history of silica fume in concrete – from novelty to key ingredient in high performance concrete*”

A tecnologia do concreto reforçado com fibras de aço

Bruno Luiz Marson Franco
Maccaferri do Brasil Ltda.

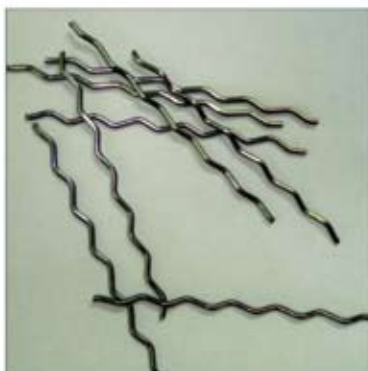
1. Introdução

A idéia de reforçar compostos frágeis com elementos fibrosos perde-se no tempo. Existem registros onde se relata que, no antigo Egito, misturavam-se palhas nas argilas para se confeccionar tijolos, obtendo assim materiais de maior qualidade e durabilidade para aplicação nas construções daquela época.

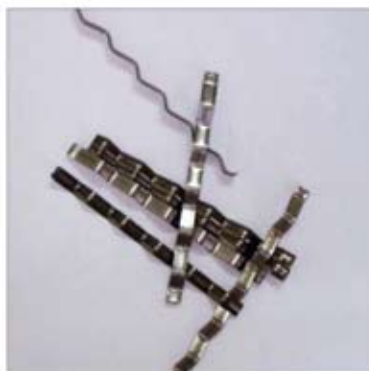
A orientação científica com relação à tecnologia do concreto reforçado com fibras é indiscutivelmente muito mais recente, pois os primeiros estudos sobre a utilização das fibras de aço para concreto são dos anos 50, sendo que tal tecnologia ganhou um maior impulso a partir da década de 60.

Entre todos os tipos de fibras existentes destinadas ao reforço de concreto, as fibras de aço se destacam por serem consideradas de alto

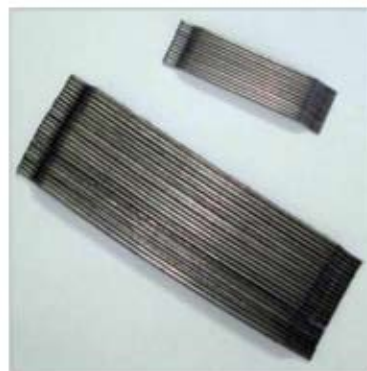
Figura 1 – Exemplo de diferentes tipos de fibras de aço



Fibras de aço onduladas



Fibras de aço onduladas



Fibras de aço trefiladas em pentes colados



Fibras de aço trefiladas soltas

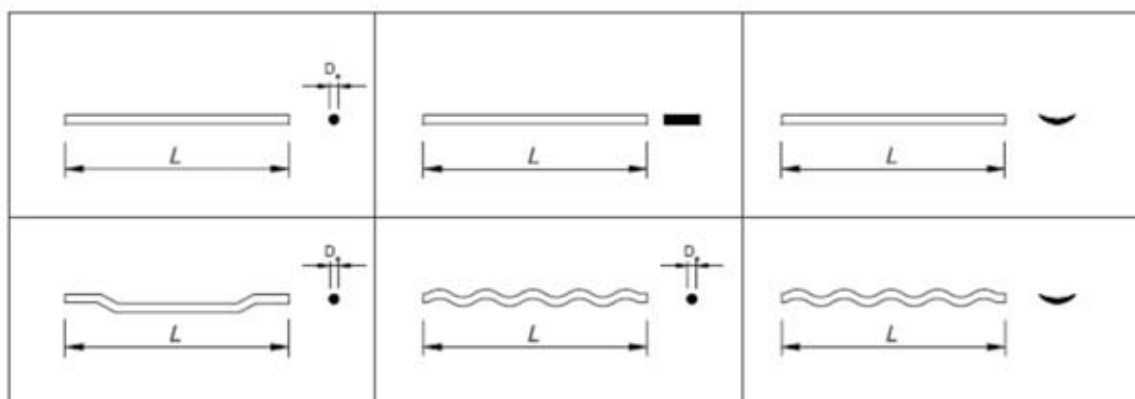


Fibras de aço fresadas



Fibras de aço cortado de chapa

Figura 2 – Exemplo de diferentes formas das fibras de aço



módulo, podendo desta forma serem aplicadas como reforço primário do concreto.

Segundo VASCONCELOS e com base nas publicações do ACI (Committee 544), um fator muito importante a ser esclarecido é que as fibras adicionadas aos concretos não têm a finalidade de substituir as armaduras convencionais, porém isso é possível em estruturas que apresentem a possibilidade de redistribuição de esforços, como é o caso dos pisos, pavimentos e radiers apoiados sobre o solo, concreto projetado para revestimento de taludes e túneis, tubos pré-fabricados, etc.

No Brasil, as fibras de aço surgiram no início da década de 90 e seu maior campo de aplicação são os pisos industriais, substituindo totalmente as armaduras convencionais, apresentando os mesmos níveis de segurança e de integridade da estrutura.

A tecnologia do concreto reforçado com fibras de aço vem sendo estudada e aprimorada ao longo dos anos de uma maneira intensa. Sua utilização é indicada como alternativa técnica e economicamente viável para diversos tipos de aplicações, mesmo para casos de certas estruturas convencionais em concreto armado, as quais a matriz de concreto reforçada por um reforço misto combinado entre fibras de aço + armaduras convencionais pode gerar benefícios, trazendo melhorias com relação às propriedades do elemento estrutural quando comparado a outras soluções.

2. Fibras de aço

As fibras de aço são filamentos descontínuos que podem ser produzidos com

uma variada gama de formas, dimensões e tipos de aço.

Em geral, as fibras de aço podem ser encontradas no mercado com comprimentos que variam de 25mm a 60mm e diâmetros entre 0,55mm a 1,0mm.

As fibras podem apresentar deformações ao longo de todo o seu comprimento ou somente nas suas extremidades, formando ganchos. Tais ancoragens possuem a finalidade de melhorar o comportamento da fibra com relação à aderência dentro da matriz de concreto.

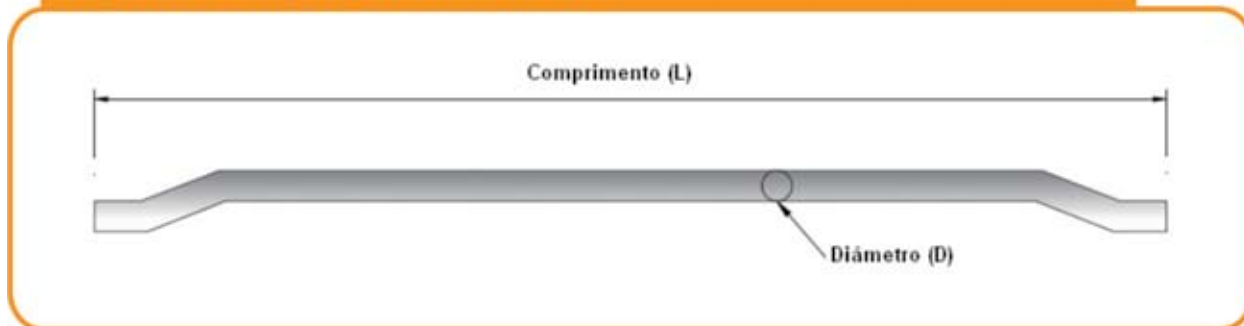
Basicamente, a fibra de aço é caracterizada geometricamente pelo comprimento (L), pela sua forma e pelo seu diâmetro ou diâmetro equivalente (D_e). Da relação entre o comprimento (L) e o diâmetro ou diâmetro equivalente (D_e), é obtida a relação de esbeltez, ou o fator de forma ($\lambda=L/D_e$).

A eficiência do composto reforçado com fibras está diretamente relacionada com a resistência à tração do arame e o fator de forma da fibra ($\lambda=L/D_e$), pois quanto maior é o fator de forma, maior será a quantidade de fibras presentes no elemento, aumentando assim seu desempenho.

3. Função do concreto reforçado com fibras de aço e suas vantagens

Concreto simples é um material de característica frágil e a função das fibras é de interceptar e controlar a propagação das fissuras que se formam na matriz de concreto, sejam fissuras devido às ações de

Figura 3 - Exemplo típico de fibra de aço



carregamentos ou devido aos efeitos de retração e temperatura. Com isso, a fibra altera o comportamento do concreto após sua ruptura, sendo capaz de apresentar uma capacidade portante mesmo na fase de pós-fissuração do concreto, ou seja, a sua tenacidade, passando de um material frágil para dúctil, características que contribuem conseqüentemente para a impermeabilidade e a durabilidade da estrutura.

Além das vantagens mecânicas acima descritas, existem outras vantagens relacionadas com a utilização das fibras de aço como, por exemplo, a eliminação da etapa

de montagem, corte e dobra das armaduras, aumentando significativamente a produtividade no canteiro de obras, reduzindo o desperdício de material e otimizando o tempo de execução da construção.

4. Controle do concreto reforçado com fibras de aço

Existem vários métodos de ensaio para caracterização e controle de qualidade do concreto com fibras de aço, porém os

Figura 4 - Fibras de aço distribuídas de maneira homogênea no concreto, proporcionando um controle efetivo da propagação das fissuras por todo elemento estrutural

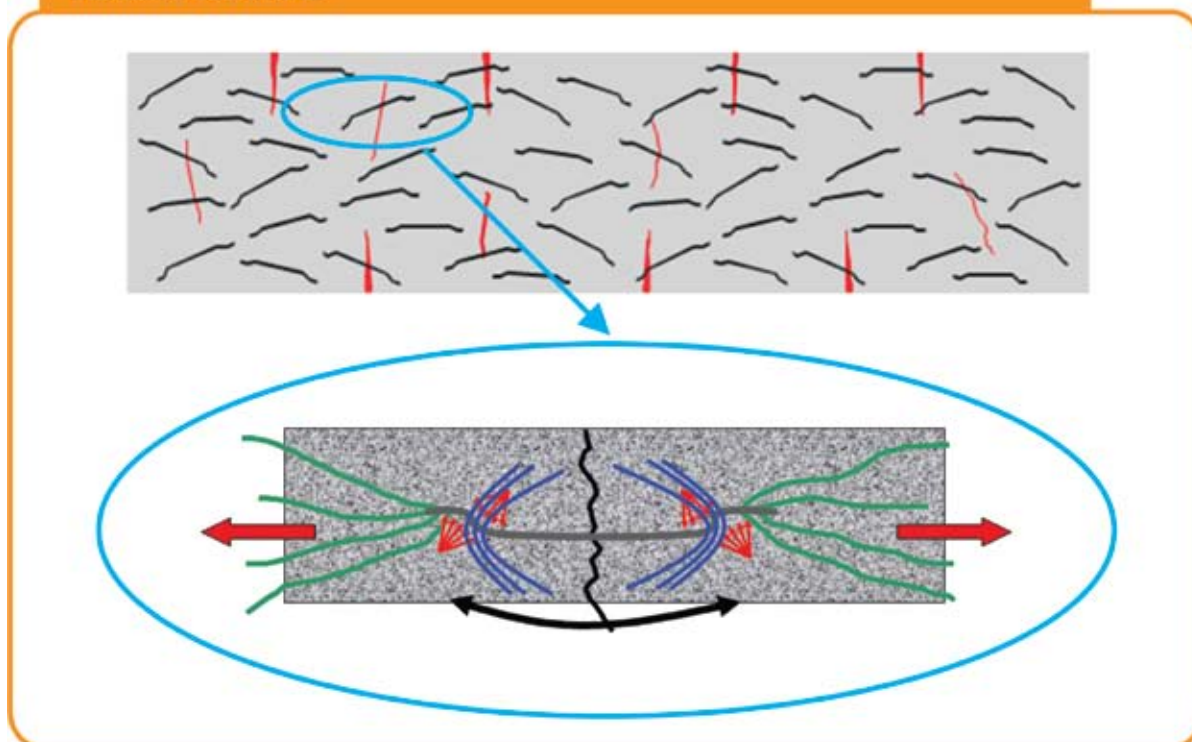


Figura 5 – Exemplo de curvas típicas tensão-deformação para concretos simples e reforçados com diferentes dosagens de fibras de aço



ensaios mais comumente utilizados para a determinação da tenacidade é o da norma americana (American Society for Testing and Materials) ASTM C1018 e o da norma Japonesa (Japan Society of Civil Engineers) JSCE-SF4, ambas as metodologias muito semelhantes, contendo apenas algumas diferenças com relação aos critérios de medida da tenacidade. Além destes métodos, existem outros critérios como o proposto pela norma Italiana UNI11039 (Ente Nazionale Italiano di Unificazione), entre outros.

A medida da tenacidade é um parâmetro fundamental para se avaliar o desempenho das diversas fibras de aço. Para a execução desses ensaios, deve-se recorrer a laboratórios de controle tecnológico qualificados.



Figura 6 – Inserção das fibras na esteira da usina de concreto

Apesar de não haver uma norma nacional específica sobre o tema, frequentemente são realizados ensaios para a determinação da tenacidade à flexão em concretos reforçados com fibras de aço no Brasil com base na norma japonesa JSCE-SF4, que é uma das metodologias de concepção mais simples existentes na atualidade. Futuramente, pretende-se estudar e desenvolver uma norma brasileira para tratar deste assunto.

Deve-se ter o cuidado de especificar sempre o desempenho do material quanto aos requerimentos de tenacidade, o qual deverá ser controlado tanto nas condições de produção, através de uma metodologia de dosagem, como durante o recebimento, com um programa de controle de qualidade adequado.



Figura 7 – Inserção das fibras diretamente no caminhão betoneira

Além das normas para realização de ensaios, existem atualmente guias e recomendações internacionais para projeto, construção e controle de estruturas de concreto reforçadas com fibras de aço como, por exemplo, o código italiano elaborado pelo Consiglio Nazionale delle Ricerche – CNR-DT-2004/2006 – Guidelines for the design, construction and production control of fiber reinforced concrete structures e o guia inglês desenvolvido pela Concrete Society - Technical Report Nº 63 – Guidance for the Design of Steel – Fibre-Reinforced-Concrete.

5. Dosagem do concreto reforçado com fibras de aço

Como recomendação básica aconselha-se manter a compatibilidade dimensio-



Figura 8 – Dosador automático de pequeno porte

nal entre os agregados e as fibras, evitando que o diâmetro máximo dos agregados seja maior que 2 vezes o comprimento da fibra. Tal característica é importante para permitir o correto posicionamento e distribuição das fibras na matriz de concreto, evitando que interação fibra-matriz e o efeito de ponte de transferência de tensões entre as fissuras sejam prejudicados.

Devemos nos atentar também em alguns cuidados específicos durante o processo de inserção das fibras no concreto, pois uma incorreta mistura poderá provocar uma dispersão não-uniforme, causando aglomerados de fibras “ouriços”.

Portanto sejam as fibras de aço soltas ou em pentes colados, as mesmas necessitam serem dosadas no concreto de uma maneira gradativa, a fim de garantir a homogeneidade da mistura, pois as causas da formação de aglomerados de fibras “ouriços” estão diretamente associadas à mistura inadequada do material.

Recomenda-se lançar a fibra em taxas controladas na esteira da usina de concreto em conjunto com os agregados (figura 6), ou diretamente no caminhão betoneira como último componente da mistura (figura 7).

Caso exista um grande volume diário de lançamento de concreto por ciclo de execução, pode-se optar pela utilização de dosadores automáticos (figura 8 e 9), que, além de gerar um aumento na produtividade, poderá permitir uma dosagem mais precisa.

É importante ressaltar que a dosagem da fibra sem critério pode conduzir a erros e resultados insatisfatórios, piores que os esperados em termos de desempenho, qualidade e durabilidade da estrutura, ou ainda pode levar a um consumo de mate-

rial muito superior ao que realmente seria o necessário.

Outro tema muito discutido na atualidade em nível mundial é a busca de uma orientação clara aos engenheiros com relação ao que se pode oferecer em nível estrutural um concreto reforçado com certa quantidade de fibras.

Dentro desta questão, são delimitados claramente alguns níveis mínimos e máximos de teores de fibras metálicas, estabelecendo parâmetros entre 0,25% aos 2% em volume, tendo em conta como limite máximo questões importantes como a trabalhabilidade da mistura.

A pergunta que viria ao caso é: por que existem estas delimitações em porcentagens tão claramente definidas?

Várias pesquisas ressaltam que, embora trabalhando com fibras de elevado fator de forma ($\lambda=L/D_f$), as quais incrementam o número de fibras/kg, este conceito é limitado, já que ao reduzir a dosagem, estamos diretamente incrementando as tensões que serão transmitidas para estas fibras e o elemento estrutural pode apresentar uma grande instabilidade e fragilidade, perdendo completamente a função das fibras e sua principal caracterís-



Figura 9 – Dosador automático de grande porte

tica de capacidade de resistência residual pós-fissuração.

Por este motivo, os pesquisadores, fabricantes e normas vigentes prescrevem uma dosagem mínima para as fibras de aço, que não se refere somente em se trabalhar com uma fibra de alto fator de forma, se não principalmente o que se busca é uma quantia mínima em volume, que somado às propriedades mecânicas e geométricas da fibra, seja possível obter um comportamento estrutural adequado.

Tecnicamente, é possível sugerir dosagens inferiores aos 20kg/m³ de fibras de aço de fatores de forma ($\lambda=L/D_e$) entre 44 e 80, porém tais dosagens podem ser eventualmente indicadas unicamente para funções sem nenhuma responsabilidade estrutural, tais como controle de retração ou microfissuras, ressaltando que não se podem utilizar teores abaixo do mínimo com a finalidade de buscar um comportamento estável de resistência com responsabilidade estrutural.

Atualmente, as dosagens mínimas recomendadas para a utilização de fibras de aço em aplicações com fins de prestação de serviço estrutural em pisos, pavimentos, túneis e pré-fabricados, é de 0,25% a 1% em volume, sugerido pelos fabricantes, pesquisadores e normas vigentes, sendo também de comum recomendação por instituições como RILEM, ACI, EUROCODIGO, ASTM, entre outras referências.

É necessário também ter a consciência de que para se obter sucesso durante a aplicação do concreto com fibras de aço, deve levar em conta além do tipo de fibra a ser utilizada, as propriedades da matriz de concreto, a qual deve ser dosada corretamente de modo a atender às exigências de desempenho quanto à trabalhabilidade e às resistências.

6. Atual situação normativa no Brasil

Recentemente, foram aprovadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) duas normas referentes às fibras de aço:

- ◆ **NBR 15530 – Fibras de aço para concreto – Especificação.** Esta norma estabelece parâmetros de classificação para as fibras de aço e dispõe sobre os requisitos mínimos de forma geométrica, tolerâncias dimensionais, defeitos de fabricação e resistências, contendo também instruções para a inspeção durante o recebimento do produto.
- ◆ **NBR 8890 – Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaios.** Esta Norma fixa os requisitos e métodos de ensaio para a aceitação de tubos de concreto simples, armado e reforçado com fibras de aço, de seção circular, destinados à condução de águas pluviais e esgotos sanitários.

Futuramente, pretende-se trabalhar no desenvolvimento de outras normas importantes para o controle do concreto reforçado com fibras.

7. Conclusões

São amplas as possibilidades de utilização da tecnologia do concreto reforçado com fibras e tal solução apresenta grandes vantagens econômicas e tecnológicas quando comparada aos sistemas convencionais em diversas aplicações, como no caso dos pisos, concreto projetado, pré-fabricados e outras.

Vale ressaltar que não há nenhum respaldo técnico quando se especifica um concreto reforçado com fibras somente como uma simples dosagem de fibra por metro cúbico de concreto, pois sempre devemos avaliar a solução através dos requisitos mínimos de desempenho do material para o concreto que será aplicado na obra.

Portanto, é de fundamental importância que exista uma clareza no que se busca como prestação de serviço com a utilização do concreto reforçado com fibras de aço, para que se possa obter uma adequada orientação sobre a dosagem, tipo de fibra e concretos adequados para cada aplicação, de acordo com a boa técnica e atendendo às boas práticas de engenharia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] FIGUEIREDO, A.D. Concreto com Fibras. Capítulo 39. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2005. pp. 1195-25.
- [02] PINTO Jr., N.O.; MORAES, A.A. Concreto reforçado com fibras de aço CRFA. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 38., Ribeirão Preto, 19 a 23 de agosto de 1996. Anais. 1996. v.2. p.471-9. ◆

Software para detalhamento de lajes em telas soldadas

João Batista Rodrigues da Silva
Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS

O IBTS atua no desenvolvimento de mercado de telas soldadas. Dessa forma, procura identificar possíveis gargalos que possam dificultar a utilização do produto. Um desses gargalos está no momento de o projetista fazer o detalhamento do projeto em telas soldadas. No caso da especificação, não há nenhum problema, mas, a etapa do detalhamento oferece certo grau de dificuldade para o projetista, que muitas vezes não está familiarizado com o processo.

Para eliminar ou pelo menos para minimizar esse problema, o IBTS desenvolveu



Figura 1: capa do TQS-CAD



Figura 2: capa do Tela Laje IBTS

veu dois softwares: "TQS-CAD/AGC&DP" e "TELA LAJE IBTS", que auxiliam os projetistas nessa tarefa.

O primeiro se trata de um software desenvolvido pela TQS e que roda dentro do seu sistema, tendo como principais características os seguintes itens:

- ◆ Distribuição semi-automática de telas em duas direções;
- ◆ Definição de telas padrões e especiais;
- ◆ Ajuste semi-automático de comprimento de traspasse;
- ◆ Controle de cortes favoráveis;
- ◆ Ancoragem dos painéis nos apoios;
- ◆ Contagem automática dos valores de traspasse;

- ◆ Possibilidade de inserção de painéis duplos de telas;
- ◆ Seleção de painéis específicos para um projeto;
- ◆ Tratamento de franjas longitudinais e transversais;
- ◆ Identificação de telas típicas por macro-posição;
- ◆ Esquema de corte de painéis interativamente;
- ◆ Apresentação de porcentagem de perda devido a cortes de painéis;
- ◆ Seleção de múltiplas lajes em um único esquema de corte;
- ◆ Tratamento de corte de telas em rolos e painéis;
- ◆ Correção de valores de A_s para tipos de aço;
- ◆ Integração com a base de dados da laje (geometria e A_s);
- ◆ Seleção do tipo da tela em função do A_s necessário;
- ◆ Apresentação do A_s complementar na laje (além do A_s da tela);
- ◆ Detalhamento interativo de armaduras complementares por vergalhão;
- ◆ Lista completa de materiais (telas e vergalhão).

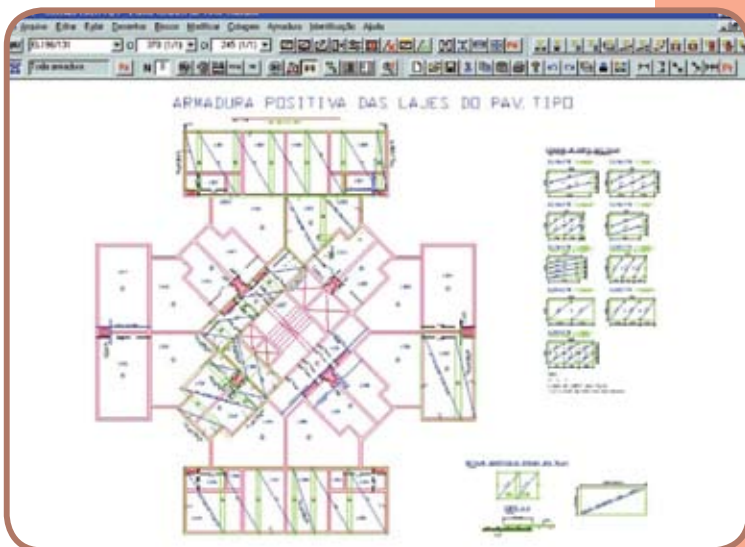


Figura 3: Interface de detalhamento do projeto

Projeto detalhado em telas soldadas com o uso da ferramenta TQS

O segundo software, Tela Laje IBTS, tem como objetivo atender aos projetistas que não dispõem do sistema TQS. Ele trabalha sob a plataforma CAD e tem a mesma finalidade do software anterior.

Mais informações: (11) 3826-5954.



LANÇAMENTO ESTUDO SETORIAL CONSTRUÇÃO - CIVIL E PESADA

Monitorar o mercado é atualmente aspecto crucial na condução dos negócios de todas as empresas e em específico daquelas que atuam no competitivo mercado de construção civil leve e pesada.

Por esta razão estamos levando a seu conhecimento as atividades da All Consulting, empresa voltada a elaboração de vários produtos entre os quais Relatórios Setoriais de Mercado, Acompanhamentos Contínuos de Mercado, Análises de Viabilidade, Workshops e Projetos Econômicos.

Constituída por profissionais altamente qualificados, experientes nas áreas mencionadas e oriundos de empresas correlatas, a All Consulting sente-se confortável em oferecer todo nosso portfólio de produtos, em específico os Relatórios Setoriais abrangendo as áreas de construção civil leve e pesada.

Entre em contato
para conhecer
outros produtos

www.allconsulting.srv.br

contato@allconsulting.srv.br

11 3565-1702 / 1703





Figura 1: Estádio em concreto protendido, Sidnei, Austrália

Um pouco da história do uso do aço no concreto protendido no Brasil e no mundo

Maria Regina Leoni Schmid
Rudloff Sistema de Protensão Ltda.

O uso aliado de aço à pedra ou argamassa, com o objetivo de se aumentar a resistência do conjunto às solicitações, é bastante antigo. Em 1770, surgiu a primeira associação do aço com pedra natural, em uma igreja em Paris, cujas vigas deveriam transferir cargas elevadas da superestrutura para as fundações. A estrutura foi construída a partir da pedra natural preparada (cortada, furada para enfição das barras de aço e com a superfície tratada), na qual a armadura foi colocada posteriormente.

Com o surgimento do cimento Portland, em 1824, na Inglaterra, chamado de “pedra artificial”, tornou-se possível se inverter a se-

qüência de fabricação: a armadura era cortada, dobrada e amarrada antes, e a “pedra” era feita posteriormente. Foi a partir de então que se deu realmente o desenvolvimento do concreto estrutural (concreto armado e protendido) mundialmente. Não só os ingleses, mas também franceses e alemães partiram para a fabricação do cimento e para o desenvolvimento de suas próprias tecnologias para isso, de tal forma que, em meados do século 19, a possibilidade de se reforçar peças de concreto com armaduras de aço já era conhecida mundialmente.

A primeira aplicação da protensão do concreto se atribui ao engenheiro norte-ame-

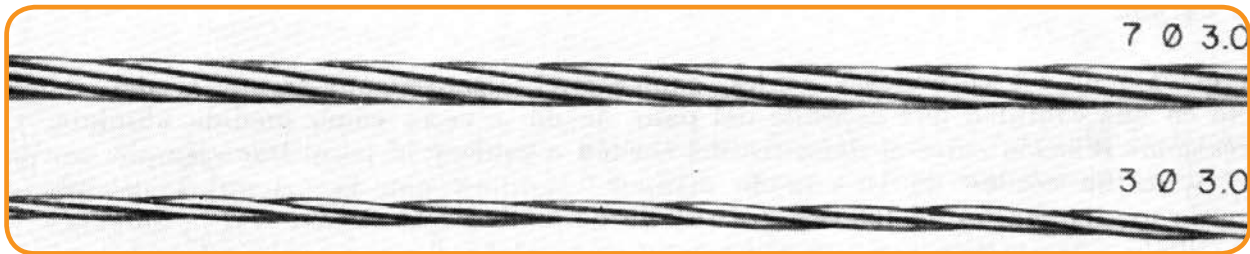


Figura 2: Cordoalhas de 3 e 7 fios

ricano P. A. Jackson, cuja patente foi registrada em 1872. Tratava-se de um sistema de passar hastes de ferro através de blocos e de apertá-los com porcas.

Em 1877, o americano Thaddeus Hyatt tirou conclusões importantes a respeito do concreto, principalmente no que diz respeito ao seu funcionamento em conjunto com o aço e ao efeito da aderência entre os dois materiais, comprovando hipóteses sobre a posição correta da armadura nas peças de concreto, em sua região tracionada.

Em 1886, o alemão Matthias Koenen desenvolveu um método empírico de dimensionamento de alguns tipos de construção em concreto armado. Foi ele quem concluiu que, no concreto armado, o ferro deveria absorver as tensões de tração, enquanto o concreto as de compressão.

No final do século 19, houve diversas tentativas de se criar métodos de protensão, porém sem êxito, uma vez que a retração e a fluência do concreto ainda eram desconhecidas e causavam a perda da protensão.

No começo do século 20, a partir dos estudos iniciados por Koenen, Mörsch desenvolveu os fundamentos da teoria do concreto armado, cuja essência é válida até hoje.

Foi também no início do século que Koenen e Mörsch perceberam que a retração e a deformação lenta do concreto eram os fatores responsáveis pela perda do efeito da protensão em casos diversos já ensaiados.

Foram, então, diversas as tentativas de se aplicar a protensão no concreto, incluindo inclusive o uso de cordas de piano tensionadas na fabricação de pranchas de concreto, por K. Wettstein, em 1919. Porém, foi somente em 1928 que surgiu o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido, quando foi realizada a introdução do aço de alta resistência na execução de protensões, pelo engenheiro francês Eugene Freyssinet. Até então, outras experiências com concreto protendido haviam sido feitas tracionando-se aço doce, cujo resultado era insatisfatório ao se considerar as perdas lentas de protensão. Porém, o resultado alcançado por Freyssinet foi uma verdadeira revolução, considerada inclusive por muitos engenheiros como uma idéia que não daria futuro.

Freyssinet conseguiu superar algumas deficiências até então existentes no uso da protensão de estruturas, chegando a resultados excelentes, tanto no sentido de se economizar aço, quanto tecnicamente. Os aços por ele usados tinham forma de arames trefilados, com resistência à ruptura de 15.000 a 18.000 kgf/cm² e possibilidade de tracionamento sob tensões de até 12.000 kgf/cm². As perdas lentas costumavam chegar a aproximadamente 20% da tensão inicial de protensão, de forma que a tensão restante nos cabos, de 8500 a 10000 kgf/cm², foi considerada eficiente e econômica para justificar o emprego desta tecnologia, cujo princípio é usado até os dias de hoje.

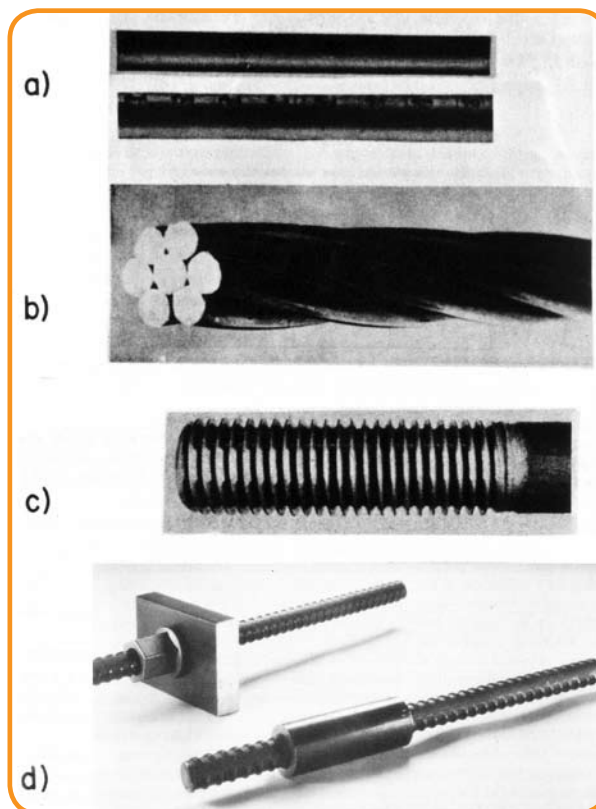


Figura 3: Tipos de barras de aço

Aplicação do protendido e sua fabricação

O emprego do concreto protendido em obras tornou-se possível com o lançamento de ancoragens e equipamentos especializados para protensão, por Freyssinet, em 1939, e Magnel, em 1940. A partir daí, o desenvolvimento do concreto protendido evoluiu rapidamente no mundo todo, principalmente no final da década de 40. A escassez de aço provocada pela Segunda Guerra Mundial na Europa abriu o caminho para o uso do concreto protendido no período de reconstrução que seguiu a guerra, uma vez que uma tonelada de aço de protensão possibilitava a construção de muito mais estruturas do que o aço comum possibilitaria.

A aplicação do aço de alta resistência na protensão de estruturas tornou possível novos métodos de construção e permitiu a construção de novos tipos de estruturas em concreto, as quais não poderiam ser concebidas sem a protensão.

A primeira obra oficialmente realizada com concreto protendido foi projetada por Freyssinet, em 1941 – a ponte sobre o rio Marne em Lucancy, cuja construção terminou em em 1945.

No Brasil, a primeira obra em concreto protendido foi a Ponte do Galeão, executada em 1948, no Rio de Janeiro (ligando a Ilha do Governador à Ilha do Fundão), com 380 m de comprimento – na época a mais extensa do mundo. Todos os materiais e equipamentos para a protensão do concreto foram importados da França, na ocasião. Os cabos de protensão eram fios lisos envolvidos por duas ou três camadas de papel Kraft. Os fios e o papel eram pintados com betume e a técnica representava o que conhecemos atualmente como a protensão “sem aderência”. Foram usados na obra cabos de 12 fios ϕ 5 mm, co-



Figura 4: Cordoalha engraxada e plastificada

nhecidos como cabos de 20 t de força.

Em 1952, foi iniciada no Brasil a fabricação do aço de protensão, através do fio de diâmetro 5 mm. As propriedades elásticas do aço eram caracterizadas por dois números de unidade kgf/mm^2 , que representavam o seu limite de escoamento a 0,2% de deformação permanente e o limite de resistência. Existiam então três categorias de aço: 115/125, 125/140 e 140/160. Os fios eram fornecidos em rolos de diâmetro pequeno (60 ou 85 cm) e necessitavam de um endireitamento antes de sua utilização, porque possuíam tensões

internas que prejudicavam o seu comportamento na peça protendida.

Em 1958, o desempenho do aço de protensão melhorou consideravelmente, devido ao tratamento térmico de alívio de tensões que passou então a ser feito. Nesta mesma época, passou-se a produzir também os fios de aço com diâmetros 7 mm e 8 mm.

De 1958 a 1968, existiam duas indústrias que fabricavam o aço duro de ϕ 5 mm para concreto protendido, dividindo o mercado. Posteriormente, estas empresas se fundiram e atualmente só existe um fabricante nacional de aços para concreto protendido.

As cordoalhas, ou fios encordoados, surgiram na década de 60, sendo então constituídas por dois, três ou sete fios – as cordoalhas que usamos atualmente, inclusive, surgiram naquela época. As cordoalhas em geral tiveram grande aceitação, devido ao fato de serem mais econômicas que os fios, o que justificou, na pós-tensão, a substituição dos fios paralelos pelas cordoalhas de sete fios com diâmetros de 12,7mm e 15,2 mm. Se anteriormente os cabos de fios de 5 mm, como usados na Ponte do Galeão, eram capazes de apresentar uma força final de 20 t de protensão, as cordoalhas de sete fios permitiram se chegar a cabos com capacidades de carga algumas dezenas de vezes maiores.

Até 1974, eram fabricados no Brasil somente aços de protensão de relaxação normal (RN), também chamados aços "aliviados". Estes aços são retificados por um tratamento térmico que alivia tensões internas de trefilação, através do qual os fios são passados em chumbo derretido entre 250 e 500°C, o que resulta na melhora da linearidade do diagrama Tensão x Deformação. Contudo, o fio de aço esticado tende a ceder com o tempo e conseqüentemente perder parte da tensão introduzida com a protensão, fenômeno conhecido como relaxação.

Parte desta relaxação pode ser provocada propositalmente durante o alívio das tensões, elevando-se a temperatura entre 350 e 400°C e provocando um alongamento no fio de, aproximadamente, 1%. Esta etapa é conhecida como estabilização e os aços produzidos e sujeitos a este tratamento termo-mecânico são denominados estabilizados ou de relaxação baixa (RB).

A partir de 1974, os aços de relaxação baixa passaram a ser fabricados nacionalmente, uma vez que apresentavam melhores características elásticas e menores perdas de tensão por relaxação do aço que os aços do tipo RN. Este avanço justificou a preferência para os aços de relaxação baixa, válida até hoje.

Os aços utilizados atualmente para a protensão caracterizam-se por suas elevadas resistências e pela ausência de um patamar de

escoamento. Podem ser agrupados nos seguintes grupos principais: fios trefilados, cordoalhas e barras.

- ◆ **Fios trefilados de aço carbono:** com diâmetro em geral de 3 mm a 8 mm, podendo atingir até 12 mm, fornecidos em rolos ou bobinas. A trefilação produz encruamento do aço, aumentando a sua resistência. Obtém-se resistências mais elevadas para fios de menor diâmetro.
- ◆ **Cordoalhas:** produtos formados por fios enrolados em forma de hélice, como uma corda. As mais comuns são constituídas por três ou sete fios. A cordoalha de 3 fios é constituída de fios de mesmo diâmetro nominal, encordoados juntos, numa forma helicoidal com passo uniforme. A cordoalha de 7 fios é constituída de seis fios de mesmo diâmetro nominal, encordoados juntos, numa forma helicoidal, com um passo uniforme e em torno de um fio central reto de maior diâmetro – seu diâmetro é pelo menos 2% maior do que o dos fios externos. Atualmente, as cordoalhas de três e sete fios são produzidas nacionalmente sempre na condição de relaxação baixa. O processo de fabricação das cordoalhas deve garantir que, ao serem cortados com discos, os seus fios componentes não saiam de sua posição



Figura 5: Piso protendido em Victoria, Austrália



Figura 6: UHE Mascarenhas de Moraes, Ibiraci – MG

original ou que, caso saiam, possam ser reposicionados manualmente.

- ◆ Barras de aço: liga de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetro superior a 12 mm, fornecidas em peças retilíneas de comprimento limitado.

As propriedades mecânicas mais importantes dos aços de protensão são as seguintes:

- Limite de escoamento convencional à tração:** tensão para a qual o aço apresenta uma deformação unitária residual de 0,2%, após descarga.
- Resistência à ruptura por tração;**
- Alongamento de ruptura;**
- Limite de elasticidade:** tensão que produz uma deformação unitária de 0,01%.
- Módulo de elasticidade, inclinação da parte elástica do diagrama.**

Especificações

Os aços de protensão são geralmente designados pelas letras CP (Concreto Protendido), seguidas da resistência característica à ruptura por tração, em kgf/mm^2 . Devem ser sempre instalados com tensões elevadas, pois as perdas de protensão são inevitáveis e não podem representar um percentual muito elevado da tensão aplicada. Após as perdas,

os esforços de protensão efetivos atuando sobre o concreto, deverão representar cerca de 70% a 80% do esforço inicial instalado. As tensões nas armaduras protendidas são entretanto limitadas a certos valores máximos, a fim de se reduzir o risco de ruptura dos cabos, e também de evitar perdas exageradas por relaxação do aço.

As cordoalhas devem ser fornecidas em rolos firmemente amarrados um a um, com diâmetro interno não inferior a 750 mm. Ao serem desenroladas e deixadas livremente sobre uma superfície plana e lisa, as cordoalhas não devem apresentar uma flecha permanente superior a 15 cm em comprimento de 2 m.

Atualmente, além dos aços convencionais para concreto protendido, são também fabricadas no Brasil:

- ◆ **Cordoalhas engraxadas e plastificadas:** são cordoalhas com características mecânicas idênticas às das cordoalhas convencionais (sem revestimento), porém possuem em sua superfície uma camada de graxa e cada cordoalha engraxada é revestida por um plástico de espessura mínima 1,0 mm, o PEAD (polietileno de alta densidade). Este plástico permite o movimento livre da cordoalha em seu interior.
- ◆ **Cordoalhas especiais para estruturas estaiadas:** são produzidas com três



Figura 7: Ponte Prince Edward, EUA

camadas protetoras contra a corrosão: seus fios são galvanizados a quente antes do encordoamento e da estabilização, as cordoalhas recebem um filme de cera de petróleo e são encapadas na cor preta, com plástico de espessura mínima

1,5 mm, resistente aos raios ultravioleta Estas cordoalhas são submetidas a ensaios específicos de tração e de fadiga, para comprovar a sua resistência e aplicabilidade para as estruturas estaiadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] VASCONCELOS, Augusto Carlos de. O concreto no Brasil: recordes, realizações, história. Vol. 1. São Paulo: Copiare, 1985.
- [02] PFEIL, Walter. Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão sistemas estruturais. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980.
- [03] KHACHATURIAN, Narbey; GURFINKEL, German. Concreto presforzado. México: Diana, 1979.
- [04] PEREIRA, J. L. S.; CARVALHO, R. G.; LACERDA, I. G.; ALVES NETO, E. S.; CUNHA, M. Concreto protendido e lajes protendidas com monocordoalhas engraxadas – noções gerais, solução estrutural e correta execução. Curitiba: Andrade Ribeiro, 2005.
- [05] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Cordoalhas de aço para concreto protendido, Requisitos, NBR 7483. Rio de Janeiro, 2004
- [06] Belgo – Grupo Acelor. Catálogo Técnico de Produtos. Belgo, 2004. ◆

Centenário Oscar Niemeyer: retratos

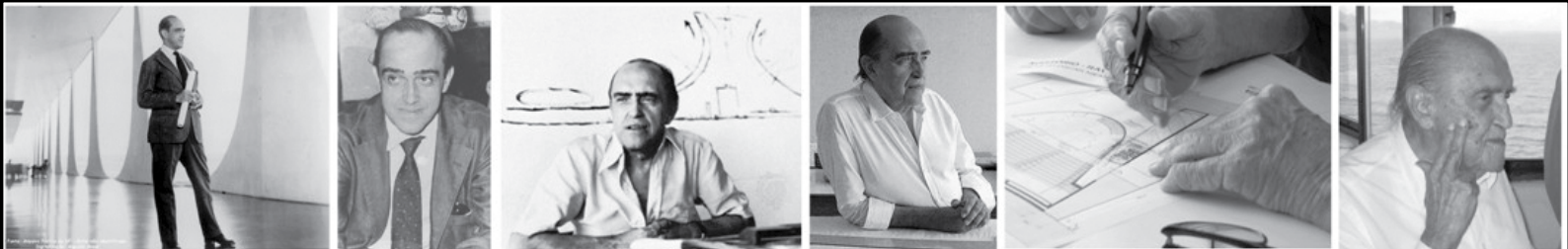
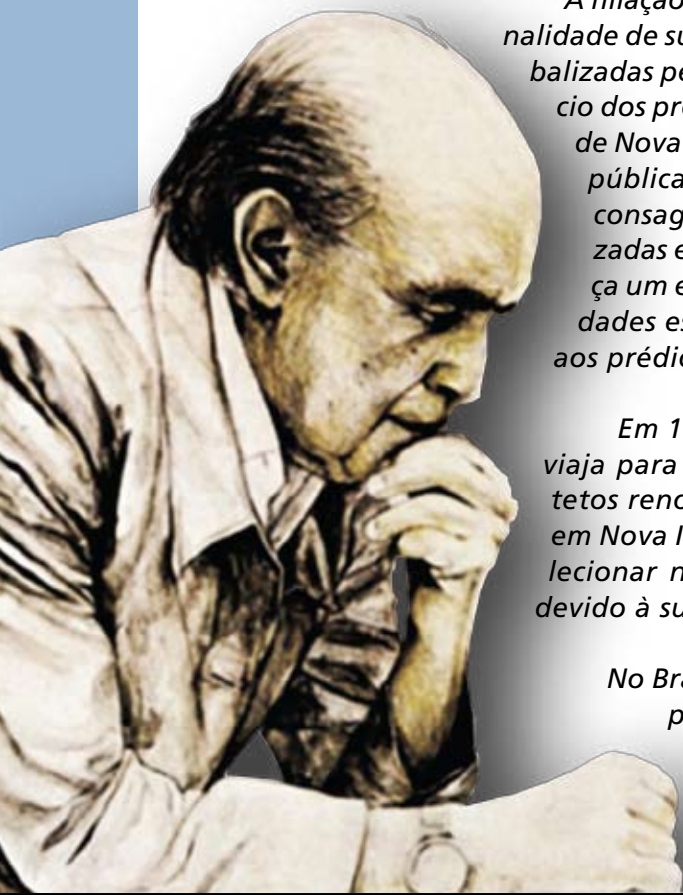
Curadoria: Leila Cristina Meneghetti, Gustavo Klein, Fernanda Pereira e Vanessa Pasa
Fotografias: Nelson Kon

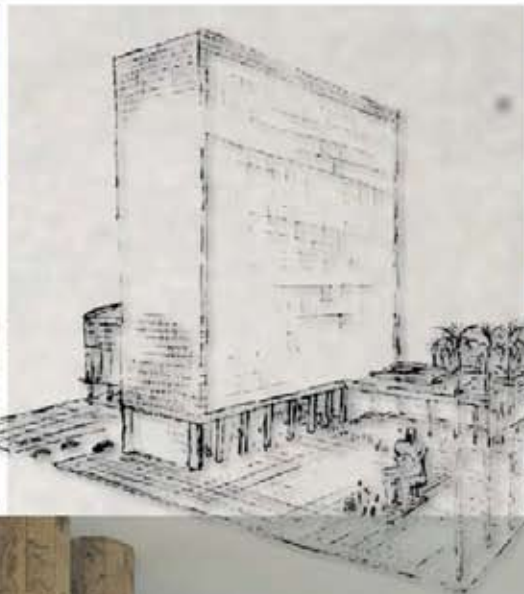
OSCAR RIBEIRO DE ALMEIDA NIEMEYER SOARES FILHO (Rio de Janeiro, 15 de dezembro de 1907) é considerado um dos nomes mais influentes da Arquitetura Moderna Internacional, tendo sido pioneiro na exploração das possibilidades construtivas e plásticas do concreto armado.

A filiação corbusiana do jovem Niemeyer não é segredo, mas a originalidade de sua arquitetura foi prontamente reconhecida. Nas décadas balizadas pelo início do projeto do Ministério da Educação e pelo início dos projetos dos palácios de Brasília, Pavilhão Brasileiro da Feira de Nova Iorque, Hotel Ouro Preto, Pampulha, residências e escolas públicas em São Paulo, Rio de Janeiro e Minas Gerais, Oscar se consagra internacionalmente pela exuberância das formas utilizadas em suas obras. No conjunto da Pampulha, Niemeyer começa um estilo que irá marcar o seu trabalho: utiliza-se das propriedades estruturais do concreto armado para dar formas sinuosas aos prédios.

Em 1947, seu reconhecimento mundial é atestado: Niemeyer viaja para os Estados Unidos para integrar uma equipe de arquitetos renomados que farão o projeto da sede das Nações Unidas, em Nova Iorque – no ano anterior, havia recebido um convite para lecionar na Universidade de Yale, porém teve seu visto negado devido à sua posição política.

No Brasil, projeta, em São Paulo, o Conjunto do Ibirapuera (um parque com pavilhões de exposições em homenagem ao aniversário de 400 anos da cidade) e o Copan, em 1951, e, no ano seguinte, desenha sua própria casa no Rio de Janeiro. Esta, chamada a Casa das Canoas, nome

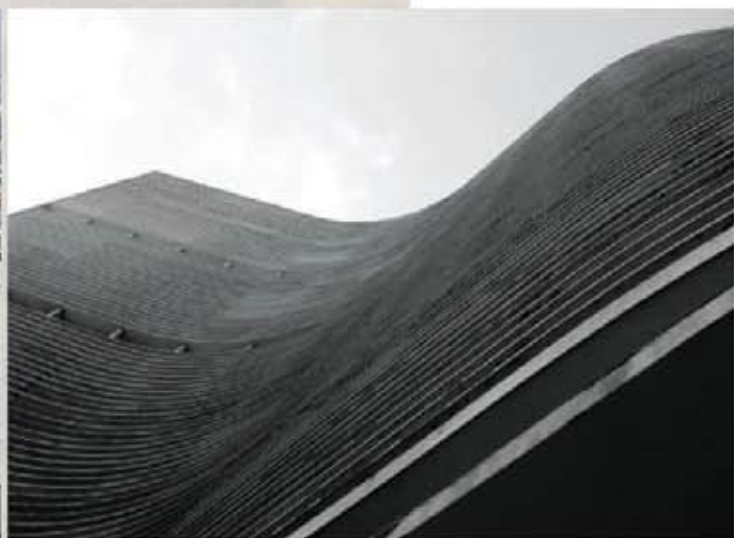
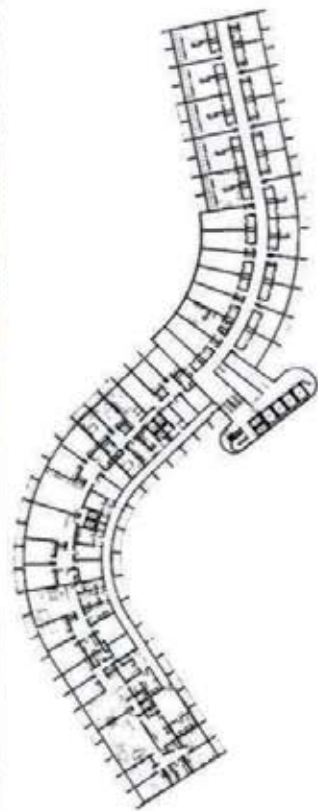




MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E SAÚDE PÚBLICA Rio de Janeiro (1937)

A sede do Ministério da Educação na antiga capital brasileira foi seu primeiro projeto de expressão, quando trabalhava no escritório de Lúcio Costa. Niemeyer foi incumbido de acompanhar como desenhista, os estudos de Le Corbusier para a sede do Ministério da Educação e Saúde. Por sugestão sua, contida num croqui, o prédio foi situado no centro do terreno - em lugar de ficar alinhado com o Ministério do Trabalho - e teve a altura dos seus pilótos aumentada de quatro para dez metros. Niemeyer introduziu, às regras corbusianas da arquitetura moderna, elementos da cultura local, como curvas em sua volumetria e mosaicos em suas fachadas.





"As placas horizontais protegem o edifício e a forma adotada, a solução preferida".

CONJUNTO COPAN São Paulo (1951)

O edifício Copan foi durante os anos 50 a 70 a imagem da "São Paulo moderna". É a maior estrutura em concreto armado da cidade. É bastante conhecido pela sua geometria sinuosa, que lembra uma onda, e pelos números superlativos de suas estatísticas: 32 andares, 1.160 apartamentos, entre 2.000 e 2.500 moradores, 20 elevadores...



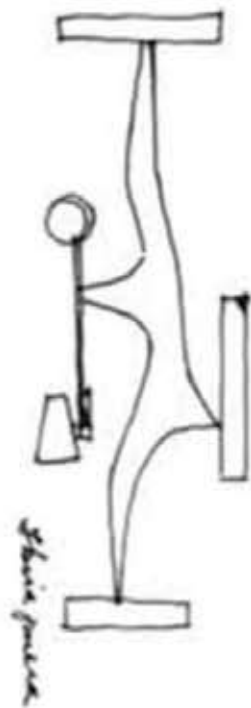
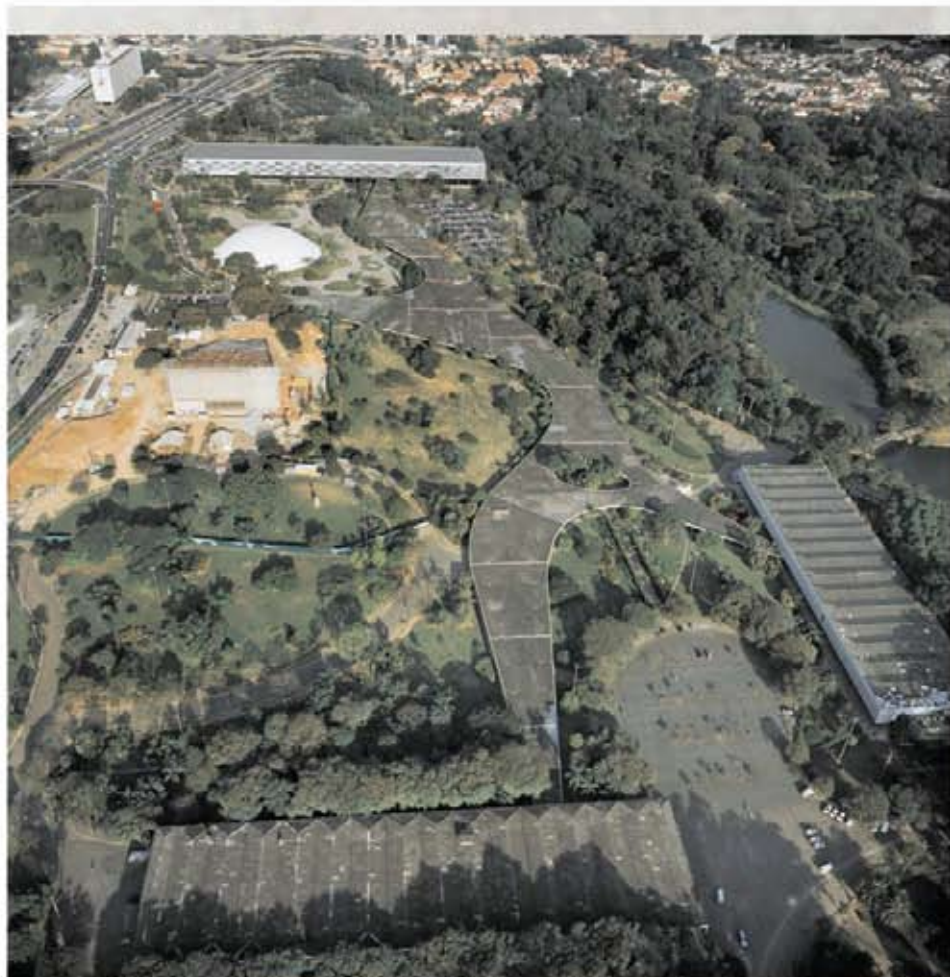


"Minha preocupação foi projetar essa residência com inteira liberdade, adaptando-a aos desníveis do terreno, sem o modificar, fazendo-a em curvas, de forma a permitir que a vegetação nelas penetrasse, sem a separação ostensiva da linha reta".

CASA DAS CANOAS Rio de Janeiro (1952)

A célebre Casa das Canoas é, sem nenhuma dúvida, a obra-prima. Ela integra o raríssimo elenco mundial de projetos residenciais renovadores do processo e da história da arquitetura contemporânea. Especialmente quando foi construída (1953), no período de cicatrização das marcas profundas da 2ª Grande Guerra, Canoas é a paz e o silêncio, a natureza exuberante da floresta tropical derramada sobre o oceano, interpenetrando e compartilhando intimidades com o espaço arquitetônico, sem exigência de qualquer das partes em se submeter ou ceder em dignidade ou grandeza. A Casa das Canoas, nome da estrada em que se encontra, tornou-se há muitos anos mais tarde parte da Fundação Oscar Niemeyer.





"O conjunto é integrado pelos Palácios das Nações e Estados, da Indústria e das Artes, além de um auditório em calota curva; a imensa marquise, que se espraia entre as edificações designa e denota a liberdade assumida pela forma."



OCA (PALÁCIO DAS ARTES) São Paulo (1954)

O Conjunto do Ibirapuera formado pela Oca e pelo Auditório foram projetados em comemoração aos 400 anos da cidade. A Oca, cujo formato faz jus ao nome, é famosa pelas grandes exposições que sedia, como "Picasso na Oca", a maior retrospectiva já realizada sobre o pintor espanhol na América Latina, "Corpos Pivados" e "Dinos na Oca", que contou com mais de 400 peças em 10 mil metros de exposição.





AUDITÓRIO IBIRAPUERA São Paulo (1954)

A construção do auditório foi alvo de intensa polêmica, que não se esgotou com sua inauguração, em outubro de 2005, pois, em virtude de o conjunto arquitetônico do parque ser tombado, o crescimento de novas construções ao conjunto sofreu críticas e embargos judiciais, até ser permitido o início da obra em 2002. O prédio possui simplicidade volumétrica singular, sendo composto de um bloco único, que em planta tem a forma de um trapézio e, em corte, a forma de um triângulo e, assim como os demais prédios do parque, a grande parte da obra do arquiteto, o auditório é inteiramente branco, composto de concreto armado e pintura impermeabilizante na cor branca. Uma marquise, executada em metal pintado de vermelho, cobre o acesso principal e devido à sua forma e cor dá identidade ao prédio, caracterizando-o e o diferenciando dos demais. Por este motivo, o elemento foi transformado em logomarca do auditório e batizado oficialmente de "Labareda".





PALÁCIO DO PLANALTO



CONGRESSO NACIONAL



SUPREMO TRIBUNAL FEDERAL



PLANO PILOTO - EIXO MONUMENTAL



MINISTÉRIO DA JUSTIÇA



CATEDRAL

Se os desenhos de Niemeyer têm um fundo construtivo, suas formas nunca foram tectônicas. Na tradição ocidental, a construção supõe uma ordem: a coluna é um elemento de sustentação e, ao mesmo tempo, uma disposição espacial. Malraux tinha razão ao

chamar as colunas do Palácio da Alvorada de caríatides. Sua figura é de tal modo incisiva que os pilares são vistos primordialmente na sua individuação, como nota agudamente Joaquim Cardozo ao comentar a "irradiação geométrica do desenho"

"Antigamente quando se termina uma estrutura via-se apenas lajes e apoios. A arquitetura vinha depois, como uma coisa secundária e eu queria o contrário; essa junção das estruturas com a arquitetura, queria que elas nascessem juntas e fossem bastante sem nenhum detalhe para demonstrar o projeto de arquitetura."

CONJUNTO DE EDIFICAÇÕES Brasília - DF (1956-1958)

Juscelino Kubitschek, eleito presidente do Brasil em 1956, entra em contato com Niemeyer. Deixa ver tem um projeto político ambicioso, e o chama para a direção da Novacap, empresa urbanizadora da nova capital, um projeto para mover a capital nacional para uma região despossuvida no centro do país. Em poucos meses, Niemeyer projeta dezenas de edifícios residenciais, comerciais e administrativos. Entre eles a residência do Presidente (Palácio da Alvorada), o Congresso Nacional (Câmara dos Deputados e Senado Federal), a Catedral de Brasília, os prédios dos ministérios, a sede do governo (Palácio do Planalto) além de prédios residenciais e comerciais. A própria "planta" da cidade, em forma de avião, idealizada pelo Arq. Lúcio Costa, fornece elementos que se repetem em todos os prédios, dando-lhes uma unidade. A catedral é especialmente bela, com diversos simbolismos modernos. Sua entrada se dá pelo subsolo, um corredor mal-iluminado que contrasta com um sagrão com iluminação natural forte que deixa transparecer o céu único de Brasília.

EXPOSIÇÃO



100 ANOS
OSCAR NIEMEYER



"No Memorial da América Latina minha arquitetura segue de forma mais radical o avanço da técnica construtiva. Nada de detalhes menores, apenas vigas de 70 a 90 m e as placas curvas do pré-fabricado. São os grandes espaços livres que o tema estabelecia. Uma obra cuja monumentalidade corresponde a grandeza dos seus objetivos - aproximar os povos da América Latina, tão oprimida e explorada."



MEMORIAL DA AMÉRICA LATINA São Paulo (1987)

O sentido de espaço e vizinhança é que determina o Memorial da América Latina. Essa grande e fragmentada praça-espaço, onde uma rampa marca uma das áreas, separadas pelo sistema viário, faz desaparecer visualmente os arredores, totalmente deteriorados. O branco e o preto definem a semelhança formal escolhida, contrastando com o colorido da cidade. Um mão aberta, ensanguentada e receptiva, nos mostra a totalidade desse código compreensivo,





TEATRO ESTADUAL DE ARARAS Araras - SP (1991)

Um cilindro fechado de pele dupla se rompe e se fende externamente, permitindo que o azul do céu penetre no branco do concreto e distorça a simples e primitiva verticalidade do cilindro para torná-lo uma escultura de vários planos e efeitos assombrosos vinculados a linha do horizonte, em contraposição ou em conjunção com o movimento da marquise vermelha, que enfatiza e protege a entrada principal, dando-lhe um valor permanente.

EXPOSIÇÃO





MUSEU OSCAR NIEMEYER Curitiba - PR (2002)

O projeto de Oscar Niemeyer aproveitou as instalações de uma antiga escola, que também era um projeto seu de 1967. A estrutura externa, que lembra um grande olho, impressiona pelas formas. É uma edificação, anexada à já existente, com 70 metros de comprimento, 30 metros de largura e cobertura parabólica apoiada em uma torre de 21 metros de altura. Uma passagem subterrânea faz a ligação entre os dois prédios.



da estrada em que se encontra, tornar-se-á, muitos anos mais tarde, parte da Fundação Oscar Niemeyer.

Juscelino Kubitschek, eleito presidente do Brasil em 1956, volta a entrar em contato com Niemeyer. Desta vez, tem um projeto político mais ambicioso e o chama para a direção da Novacap, empresa urbanizadora da nova capital, um projeto para mover a capital nacional para uma região despovoada no centro do país.

Em poucos meses, Niemeyer projeta dezenas de edifícios residenciais, comerciais e administrativos. Entre eles, a residência do Presidente (Palácio da Alvorada), o Congresso Nacional (Câmara dos Deputados e Senado Federal), a Catedral de Brasília, os prédios dos ministérios, a sede do governo (Palácio do Planalto), além de prédios residenciais e comerciais. A própria "planta" da cidade, em forma de avião, fornece elementos que se repetem em todos os prédios, dando-lhes uma unidade. A catedral é especialmente bela, com diversos simbolismos modernos. Sua entrada se dá pelo subsolo, um corredor mal-iluminado que contrasta com um saguão com iluminação natural forte que deixa transparecer o céu único de Brasília.

O comunismo de Niemeyer lhe custará caro nos anos da ditadura militar: a revista *Módulo*, que fundara em 1955, tem a sede destruída, seus projetos começam a ser misteriosamente recusados e clientes, a desaparecer.

Em 1965, duzentos professores, entre eles Niemeyer, pedem demissão da Universidade de Brasília, em protesto contra a política universitária. No mesmo ano, ele viaja para França, para uma exposição sobre sua obra no Museu do Louvre.

No ano seguinte, impedido de trabalhar no Brasil, muda-se para Paris. Começa aí uma nova fase de sua vida e obra. Abre um escritório nos Champs-Élysées e tem clientes em diversos países, em especial na Argélia, onde desenha a Universidade de Constantine e, em 1970, a mesquita de Argel. Na França,

cria a sede do Partido Comunista Francês; na Itália, a da Editora Mondadori.

A ditadura no Brasil dura 21 anos. Nos anos 80, distende-se em uma abertura política lenta e gradual. É neste contexto que Niemeyer volta ao seu país. Ele próprio define esta época como o início da última fase de sua vida. É deste período seus projetos para o Memorial JK (1980), o prédio-sede da Rede Manchete de Televisão (1983), o Sambódromo (1984), o Panteão da Pátria de Brasília (1985) e o Memorial da América Latina (1987).

Em 1996, já com 89 anos, criou o que muitos consideram sua obra prima, o Museu de Arte Contemporânea de Niterói (MAC). Um museu em um lugar improvável, com uma forma bela e original, uma escultura que se projeta sobre a pedra, dando uma linda visão da Baía de Guanabara e do Rio de Janeiro. A pior crítica que se faz do museu é que sua forma é tão bela que ofusca as obras de arte dentro dele.

A 22 de novembro de 2002, inaugura-se o complexo que abriga o Museu Oscar Niemeyer, na cidade de Curitiba. Em dezembro de 2006, com quase 50 anos de atraso, ficam prontos o Museu Nacional Honestino Guimarães e a Biblioteca Nacional Leonel de Moura Brizola, que formam juntas o maior centro cultural do Brasil, denominado Complexo Cultural da República, na Esplanada dos Ministérios em Brasília. A inauguração foi programada para coincidir com o aniversário de 99 anos do arquiteto.

Oscar Niemeyer está prestes para completar 100 anos e se mantém perfeitamente lúcido e ativo. O Instituto Brasileiro do Concreto, com apoio da Camargo Corrêa, prestou sua homenagem aos 100 anos de Niemeyer, apresentando, no 49º Congresso Brasileiro do Concreto, uma mostra de algumas de suas obras: Casa das Canoas, Edifício Copan, Auditório Ibirapuera, OCA (Palácio das Artes), Teatro Estadual de Araras, Memorial da América Latina, Congresso Nacional e Museu Oscar Niemeyer. A revista *CONCRETO & Construções* reproduz aqui o que foi visto pelos mais de 1000 participantes do evento.◆

A nova normalização brasileira sobre fibras de aço

Antonio Domingues de Figueiredo
Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da USP

Pedro Jorge Chama Neto
Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, SABESP

Hernando Macedo Faria
Grupo ArcelorMittal

Resumo

No ano de 2007 foram publicadas, quase que simultaneamente, as duas novas normas focando o uso de fibras de aço para concreto. Uma delas é a nova especificação de fibras de aço, que foi publicada pela ABNT em 2007 juntamente com a revisão da norma NBR 8890 - Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários, que já prevê o uso de fibra de aço como reforço de tubos. Ambas as normas trazem algum paralelo com a recente normalização internacional, como também algumas inovações técnicas interessantes. Para a especificação de fibras de aço, a principal delas é a nova classificação das mesmas segundo uma tipologia baseada no formato básico e o tipo de aço que lhe deu origem. Esta classificação permitiu também definir parâmetros de tolerância dimensional e de resistência do aço usado na produção da fibra, possibilitando uma garantia de comportamento mínimo, mas não de desempenho, pois isso depende de outros fatores como teor e resistência da matriz de concreto. Com isso, possibilita-se uma ordenação do mercado para a produção do material. Já a nova especificação de tubos de concreto contempla algumas mudanças no principal modo de qualificação dos tubos com fibras, onde o procedimento de ensaio consiste numa rotina de carregamento, descarregamento e re-carregamento do tubo, de maneira a possibilitar a verificação da sua capacidade resistente pós-fissuração. A nova norma de tubos é conservadora, por um lado, por apresentar maiores exigências para os tubos reforçados

com fibras em relação aos convencionais. Esta norma não permite qualquer tipo de dano ao componente reforçado com fibras, quando o mesmo é submetido à carga de fissuração prevista para o tubo convencionalmente armado, por exemplo. Por outro lado, essa norma é inovadora, pois possibilita a utilização de uma inovação tecnológica mesmo sem a mesma ter sido aplicada de maneira rotineira em obras correntes. Com estes dois documentos foi dado um grande passo para o embasamento da futura normalização brasileira para o concreto reforçado com fibras de aço, sendo que ainda falta muito por fazer.

1. Introdução

A utilização do concreto reforçado com fibras de aço ocorre no Brasil há vários anos. As aplicações são bem variadas, indo da utilização em concreto projetado para túneis (FIGUEIREDO, 1997), passando pelo concreto para pavimentos (MORAES; CARNIO; PINTO Jr., 1998) e chegando mais recentemente ao concreto pré-moldado como ocorre com os tubos de água pluvial e esgoto (CHAMA NETO e FIGUEIREDO, 2003). No entanto, estas aplicações ocorriam até o ano passado sem que se dispusesse de norma nacional publicada sobre o assunto. Ou seja, a produção de fibras não precisava atender a qualquer requisito e o controle de aplicação do material era praticamente inexistente por falta de referências. Algumas aplicações, como é o caso dos tubos de concreto para obras de saneamento, têm sua aplicação fortemente

restringida por referências normativas, dado que as obras são, normalmente, financiadas e geridas por verbas públicas. Naturalmente, esta situação expunha o mercado a riscos de insucesso causados pela falta de parâmetros mínimos que servissem de referência para balizar a especificação, seleção e controle do material. Esta situação mudou em 2007, quando a ABNT publicou as primeiras normas sobre o assunto. Assim, este trabalho tem como objetivo apresentar as principais contribuições que estas normas trazem para o mercado nacional.

2. A especificação brasileira da fibra de aço para concreto

A norma NBR 15530:07 sobre fibras de aço intitula-se “Fibras de aço para concreto – Especificação”. Ela estabelece parâmetros de classificação para as fibras de aço de baixo teor de carbono e define os requisitos mínimos de forma geométrica, tolerâncias dimensionais, defeitos de fabricação, resistência à tração e dobramento. Com isso, procura-se garantir que o produto fornecido em conformidade com estes requisitos tenha potencial para proporcionar um desempenho adequado ao concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), desde que sejam observados os cuidados com a dosagem e controle do material. A norma se atém ao produto fibra, sem regular a verificação de desempenho da mesma no concreto possibilitando uma garantia de comportamento mínimo, mas não de desempenho, pois isso depende de outros fatores como consumo de fibras e a resistência da matriz. Isso ocorre porque o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) tem seu desempenho dependente da interação entre fibra e matriz (FIGUEIREDO, 2005). Ou seja, não é possível garantir o bom desempenho de um CRFA apenas usando-se uma fibra de boa qualidade, mas verificando como a mesma foi corretamente especificada, dosada e o controle do material feito segundo o recomendado pela boa técnica. Assim, deve-se ressaltar que o uso de uma fibra que atenda a norma não garantirá o desempenho final no CRFA. A seguir serão discutidos alguns dos aspectos mais relevantes da norma.

2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS FIBRAS DE AÇO

A principal contribuição dessa norma, inclusive do ponto de vista internacional, é a

proposição de uma classificação para as fibras de aço, correlacionando-a aos requisitos e tolerâncias específicas do material. São previstos na norma três tipos básicos de fibras em função de sua conformação geométrica:

- ◆ **Tipo A:** fibra de aço com ancoragens nas extremidades
- ◆ **Tipo C:** fibra de aço corrugada
- ◆ **Tipo R:** fibra de aço reta

A Tabela 1 apresenta esquematicamente a configuração geométrica dos referidos tipos de fibras previstos pela norma, bem como suas respectivas classes. Existem três classes previstas as para fibras de aço segundo a norma (Tabela 1), as quais foram definidas segundo o aço que deu origem às mesmas:

- ◆ Classe I: fibra oriunda de arame trefilado a frio
- ◆ Classe II: fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio
- ◆ Classe III: fibra oriunda de arame trefilado e escarificado

Esta classificação, além de definir o tipo de aço utilizado na produção da fibra, irá determinar também a forma da seção transversal, o que proporcionará condições de definir os requisitos geométricos finais da mesma em conjunto com o nível de resistência mínima do aço. Apesar dessa classificação não tipificar as fibras em função do desempenho, seja quanto à trabalhabilidade ou mesmo quanto à tenacidade, ao adotar esta classificação possibilita estabelecer requisitos mínimos que poderão ser correlacionados com o desempenho final do CRFA. Procurou-se também cobrir a maioria, se não a totalidade, das fibras de aço disponibilizadas no mercado brasileiro.

2.2. REQUISITOS E TOLERÂNCIAS PARA AS FIBRAS DE AÇO

Na elaboração da norma NBR 15.530:07, procurou-se regular dois fatores primordiais: a geometria da fibra e a resistência do aço que lhe deu origem (Tabela 2). Isso advém do fato da geometria da fibra ser um dos principais aspectos definidores do desempenho do material no CRFA (FIGUEIREDO, CECCATO, TORNERI, 1997 e NUNES, 1998). Um dos principais fatores relacionados à geometria da fibra, que influencia diretamente o seu desempenho, é o fator de forma da fibra. Um exemplo da influência do fator de forma no desempenho do concreto reforçado com fibras é o apresentado na Figura 1. Neste caso, o concreto projetado teve sua

Tabela 1 – Classificação e geometria das fibras de aço para reforço de concreto

Tipo (geometria)	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

tenacidade fortemente afetada pelo fator de forma de fibra utilizada. Quanto maior o fator de forma, maior foi a tenacidade medida (FIGUEIREDO, 1997). O fator de forma foi definido pela norma como a relação entre o comprimento e o diâmetro equivalente da fibra. Esse diâmetro equivalente é definido como aquele correspondente a uma circunferência de mesma área que a seção transversal da fibra. Por isso, a norma também prescreve as tolerâncias dimensionais para o comprimento da fibra, bem como para seu diâmetro equivalente. Com isso, tem-se uma garantia de desempenho mínimo e redução da variabilidade de seu comportamento. A norma prevê que a verificação das dimensões deve ser executada para cada lote em uma amostra de 60 fibras coletadas de, no mínimo, 10% das embalagens que compõem o referido lote. Os valores individuais medidos devem atender às tolerâncias estabelecidas na norma em, no mínimo, 90% das fibras ensaiadas. A definição do lote pela norma considera que o mesmo corresponde a uma quantidade máxima de quatro toneladas de fibra ou o correspondente a cada remessa, caso seja inferior a esta quantidade.

Outro fator relevante na definição do desempenho da fibra no CRFA é a resistência do aço utilizado na sua produção (CHAMA NETO; FIGUEIREDO, 2003 e FIGUEIREDO, 2005). A influência deste fator também pode ser comprovada a partir dos resultados apresentados na Figura 1, onde duas fibras com fator de forma muito próximos a 46 têm desempenho muito distinto em função da resistência do aço. O concreto com a fibra de aço

de menor resistência (500MPa) apresentou menor nível de tenacidade em relação ao que foi reforçado com fibra de maior resistência (1000MPa). Isso é particularmente significativo para concretos de maior resistência mecânica, ou em casos que pode haver grande transferência de tensões para a fibra oriundas da matriz quando essa se rompe. Esse é o caso do reforço de tubos de concreto para águas pluviais e esgoto, como será tratado adiante. A definição da resistência mínima do aço que deu origem à fibra ocorre em função da classe da fibra analisada. Na Tabela 2 se encontram apresentados o nível de resistência mínima do aço em função da classe da fibra. Constatase que a norma estabelece diferentes níveis de resistência em função do tipo e, principalmente, da classe de fibra avaliada. Isto configura uma evolução em relação à normalização internacional, como da ASTM A820, onde o nível de resistência mínimo especificado é de 345MPa, independentemente do tipo de fibra de aço avaliado. No Brasil, a menor resistência prevista para o aço da fibra será 500MPa, ou seja, um nível superior ao requerido para fibras no EUA.

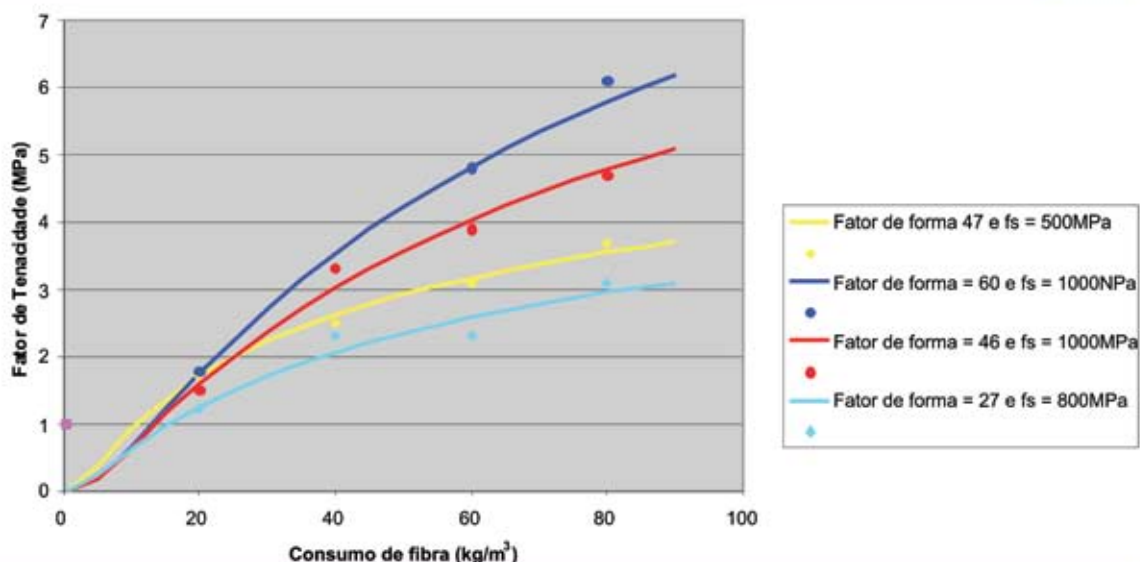
Além da resistência à tração do aço e da variação dimensional máxima, a norma NBR 15.530:07 também prevê o controle de outras duas características: a resistência ao dobramento através de ensaio preconizado pela própria norma e a verificação dos defeitos como cortes na região da ancoragem. Para a aceitação de um lote, avaliado a partir de uma amostra mínima (Tabela 3), o mesmo deve se mostrar em conformidade com todas as exigências estabelecidas para a resistência

Tabela 2 – Requisitos especificados pela norma NBR 15.530:07 para as fibras de aço

Fibra	Fator de Forma mínimo λ	Limite de resistência a tração do aço MPa (*) f_u
A I	40	1000
A II	30	500
C I	40	800
C II	30	500
C III	30	800
R I	40	1000
R II	30	500

(*) Esta determinação deve ser feita no aço, no diâmetro equivalente final imediatamente antes do corte.

Figura 1 – Correlação da tenacidade com o fator de forma e a resistência à tração do aço que deu origem à fibra (fs). [gráfico produzido a partir dos resultados de Figueiredo, 1997]



ao dobramento, de variação dimensional e atendendo aos limites impostos para a quantidade de fibras defeituosas, conforme as tolerâncias apresentadas na Tabela 3. Se algum lote não atender aos requisitos, está prevista a realização de um novo plano de ensaios no respectivo quesito, sendo que deve ser utilizada uma amostra com o dobro do tamanho da anterior. Caso o resultado negativo se confirme o lote deverá ser então definitivamente rejeitado. Assim, se uma fibra for aprovada segundo este critério, a probabilidade da mesma proporcionar um reforço adequado é muito maior.

3. A especificação brasileira para os tubos de concreto reforçados com fibras de aço

No ano de 2007, houve uma revisão da antiga norma NBR 8890 de 2003. Durante esta revisão, a comissão de estudos realizou uma série de atualizações e, entre elas, a incorporação da possibilidade de utilização de fibras de aço como reforço dos tubos. A nova norma (NBR 8890:07) define que os tubos produzidos com o reforço de fibras de aço sejam considerados como tubos armados, podendo ser utilizados nas mesmas condições que aqueles armados com vergalhões e telas de aço. No entanto, estes tubos devem receber

identificação específica, indicando claramente o uso das fibras de aço, não podendo ser utilizados no lugar de tubos convencionalmente armados sem prévia qualificação específica. Cabe ressaltar que depõe fortemente contra a boa prática construtiva utilizar tubos de concreto sem prévia qualificação do componente através do emprego de um sistema de controle de qualidade de aceitação, seja ele convencionalmente armado ou reforçado com fibras de aço. A norma define também todo um plano de controle dos tubos que chegam à obra, onde devem ser verificadas as tolerâncias dimensionais, a existência de defeitos e, fundamentalmente, a resistência dos mesmos. Esta resistência é medida através do ensaio de compressão diametral com procedimento específico para o caso da fibra (FIGUEIREDO et al. 2007; FIGUEIREDO e CHAMA NETO, 2007). Os tubos reforçados com fibras seguem, segundo a norma, a mesma classificação adotada para os tubos de concreto armado convencional. Esta classificação é feita, basicamente, pela carga de fissura, no caso dos tubos armados, ou carga mínima isenta de dano, para o caso dos tubos reforçados com fibras de aço. Estas cargas são determinadas no ensaio de compressão diametral que, para o caso do reforço com fibras de aço, segue um procedimento específico e diferente do tradicional, o que será mais bem discutido no próximo item.

Tabela 3 – Plano de amostragem para um lote de fibras que será submetido ao controle de recebimento

Ensaio	Amostragem mínima	Porcentagem mínima de fibras conformes
Dobramento	10 fibras	90
Verificação dimensional	60 fibras	90
Verificação de defeitos	200g	95

3.1. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

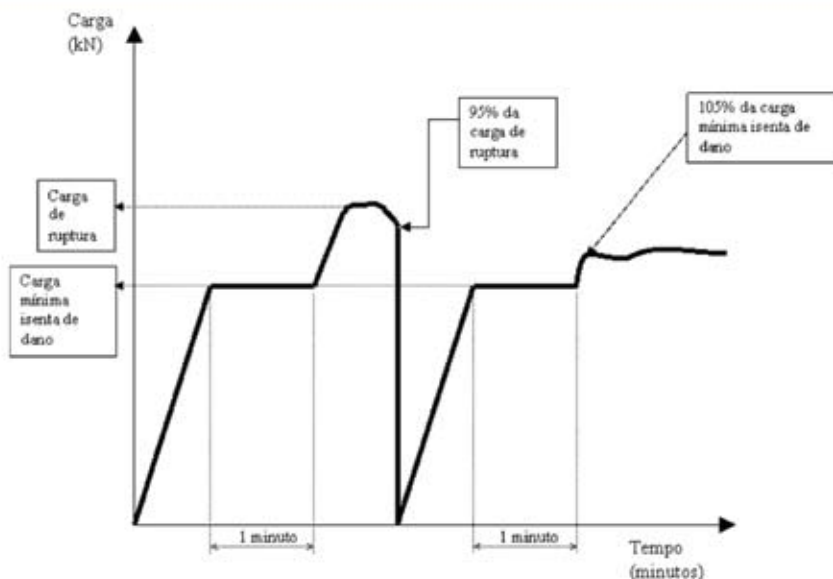
O ensaio de compressão diametral de tubos reforçados com fibras de aço é similar ao utilizado para qualificação de tubos reforçados convencionalmente (FIGUEIREDO et al., 2007). Consiste no apoio do tubo em cutelos de madeira inferiores e o carregamento do componente a partir de um cutelo superior articulado, conforme se observa na Figura 2.

No ensaio para tubo convencionalmente armado, submete-se o componente a um carregamento contínuo até a sua ruptura e não se exige nada além da determinação da carga de fissura e da carga de ruptura. A carga de fissura é definida como a carga necessária para o tubo apresentar uma fissura com abertura de 0,25 mm e comprimento de 300 mm ou mais, sendo a abertura da fissura medida através de uma lâmina padrão feita em chapa de aço de 0,2 mm de espessura e

Figura 2 – Tubo de concreto com fibras sendo submetido ao ensaio de compressão diametral



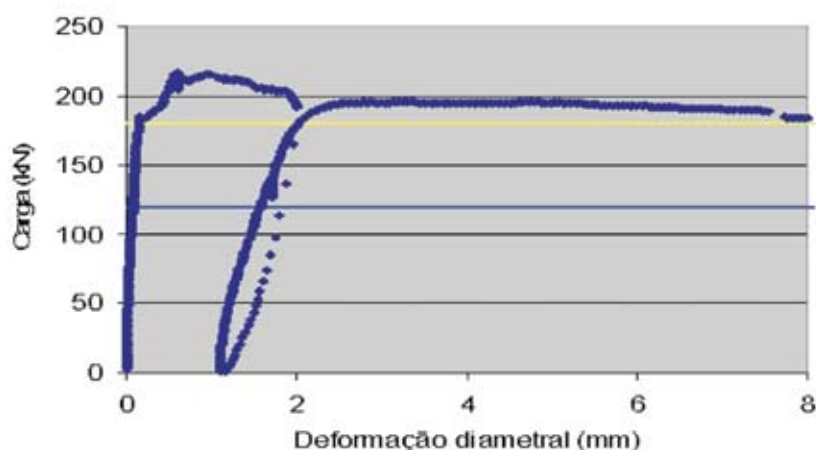
Figura 3 – Esquema do plano de carregamento a ser seguido durante o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço



largura de 12,7 mm, afinada na ponta para 1,6 mm. Considera-se que a fissura atingiu 0,25 mm de abertura quando a ponta da lâmina padrão penetrar sem dificuldade 1,6 mm em alguns pontos distribuídos na distância de 300 mm. A carga de ruptura é a máxima obtida durante a realização do ensaio. Esse é um ensaio que possui muitas limitações, pois a precisão da determinação da carga de fissura é muito dependente da acuidade/habilidade do operador. Já, o ensaio especificado para qualificar os tubos com fibras de aço consiste num procedimento onde, inicialmente, o componente é carregado de forma contínua até atingir uma carga equivalente a dois terços da carga de ruptura especificada para a sua classe, ou seja, um valor equivalente à carga de fissura do tubo convencional. Este nível de carregamento deve ser mantido por um minuto e, nesta situação, o tubo reforçado com fibras de aço não poderá apresentar qualquer dano oriundo deste carregamento. Por essa razão, essa carga foi denominada na norma NBR 8890:07 como carga mínima isenta de dano e guarda uma perfeita correspondência à carga de fissura especificada para os tubos convencionalmente armados. Assim, exige-se do tubo reforçado com fibras de aço um desempenho superior ao convencional, dado que o mesmo não pode apresentar qualquer dano sob um carregamento capaz de fissurar um tubo convencional. Caso o tubo com fibras de aço

passar por essa exigência, deve-se prosseguir o carregamento até que se atinja a sua carga máxima, sendo esta registrada imediatamente como sua carga de ruptura. Com a continuidade do carregamento, a carga irá decair e, quando atingir o valor equivalente a 95% da carga máxima registrada, deve-se retirar totalmente o carregamento do tubo. Nesse momento, o tubo, já fissurado, deverá ser recarregado até a carga de fissura do tubo convencional, a qual deverá ser mantida por mais um minuto. Nesse momento, deve-se verificar se o tubo apresenta capacidade de suporte residual pós-fissuração para a carga mantida nesta situação. Caso o tubo não consiga atingir ou manter a carga de fissura no recarregamento, o mesmo deve ser rejeitado. No caso do tubo suportar este esforço aplicado por um minuto, a norma pede que se dê continuidade ao carregamento do tubo medindo-se a carga máxima atingida nesta etapa de carregamento pós-fissuração, a qual não deve ser inferior a 105% da carga mínima isenta de dano. Esta exigência é algo que só aparece na norma brasileira, pois a norma europeia (NBN EM 1916) considera o ensaio encerrado quando o tubo suporta a referida carga por um minuto durante o recarregamento. Um diagrama ilustrativo do sistema de carregamento previsto para o ensaio de compressão diametral de tubos de concreto reforçados com fibras de aço se encontra apresentado na Figura 3. Apesar

Figura 4 – Tubo de concreto EA2 de 2,5m de comprimento com 40kg/m³ de fibras de aço ensaiado segundo a norma brasileira [exigência de 120kN para carga mínima isenta de dano e 180kN para carga de ruptura]



das diferenças no procedimento de ensaio, estudos anteriores (FIGUEIREDO et al, 2007) comprovaram que isso não implica numa resposta diferente do componente, podendo-se até comparar os resultados.

Vale enfatizar que a proporção de dois terços entre a carga mínima isenta de dano e a carga de ruptura é a mesma adotada pela norma brasileira para a relação entre carga de fissura e de ruptura para os tubos de concreto com fibras de aço e com armadura convencional, respectivamente. Assim, a norma prevê que, para a carga de classificação dos tubos seja a mesma, mas, para aqueles que forem reforçados com fibras de aço, os tubos não poderão apresentar qualquer dano, enquanto os convencionalmente armados poderão apresentar fissuras com aberturas de até 0,25 mm. Ou seja, a norma acabou sendo bem mais rigorosa para com os tubos reforçados com fibras, o que não deixa de ser interessante pelo fato de se estar introduzindo uma nova tecnologia no mercado, o que demanda cautela. Apesar de se prever uma maior durabilidade para os tubos de concretos com fibras de aço do que para os convencionalmente armados, devido ao fato das fibras de aço serem mais resistentes à corrosão eletrolítica, essa postura conservadora da norma irá cooperar para uma maior durabilidade dos sistemas executados com essa nova tecnologia.

Um exemplo de tubo de concreto reforçado com fibras de aço em conformidade com os requisitos da norma está apresentado

na Figura 4, através da curva de carga por deformação diametral obtida como resultado do ensaio de compressão diametral. Percebe-se, nitidamente, que o tubo atende ao requisito da carga mínima isenta de dano no trecho linear inicial da curva, onde o concreto responde pelo comportamento do material. Depois de atingida a carga de pico ocorre o descarregamento do componente e, no recarregamento, o ganho de carga não ocorre com o mesmo nível de rigidez do trecho inicial, ou seja, é uma quase reta mais abatida que a primeira.

3.2. DEMAIS EXIGÊNCIAS

Na nova norma existem outras exigências ligadas à utilização de fibras de aço como reforço dos tubos. Entre elas, merece destaque o fato de haver uma restrição quanto ao tipo de fibra a ser utilizado no reforço estrutural dos tubos. A norma exige que essas devem ser de aço trefilado, com resistência mínima do aço de 1000MPa, com ancoragem em gancho e fator de forma mínimo de 40. Ou seja, exige que seja uma fibra A I, conforme o preconizado pela norma NBR 15.530:07. Isso demonstra uma perfeita concatenação entre as normas e há uma clara justificativa para isso: a utilização de uma fibra A I garante uma capacidade de reforço mínimo para o tubo dado que a resistência da fibra tem papel preponderante neste comportamento. Já foi comprovado em estudos anteriores (CHAMA NETO, FIGUEIRE-

DO, 2003) que fibras A I apresentam muito melhor condição de reforço para tubos do que fibras A II que possuem resistência à tração mais baixa. O fator de forma mínimo requisitado pela norma é 40 sendo que, no mercado, facilmente se encontram fibras com fator de forma superior a 60 e algumas delas atingem até 80. Quanto maior o fator de forma, maior será a capacidade de reforço das fibras, se as mesmas foram produzidas com aço trefilado de alta resistência (FIGUEIREDO, 2005). Além do comportamento mecânico adequado, os tubos produzidos com fibras deverão também atender a todos os requisitos estabelecidos para o concreto como os de permeabilidade, estanqueidade, absorção e de tolerância dimensional.

4. Comentários finais

A nova especificação de fibras de aço para concreto que foi produzida pela ABNT pode ser considerada um marco da tecnologia do CRFA no Brasil. Ela traz avanços tecnológicos incorporados, como o nível de exigência elevado para a resistência do aço, o que é perfeitamente compatível com a condição de produção de fibras hoje instalada no país. Além disso, os requisitos especificados, além de atenderem à condição nacional, podem ser considerados em conformidade com o mercado externo, ou seja, uma fibra produzida no Brasil e que atenda aos requisitos desta especificação, estará em condições de ser aceita em qualquer mercado internacional. No entanto, a recíproca não é verdadeira. Outro aspecto importante é o fato dessa norma ser a base para a futura normalização do CRFA, como já ocorreu com os tubos de concreto. Ela não é suficiente para parametrizar o uso do CRFA em todas as suas diversas aplicações, como pavimentos e concreto projetado. No entanto, esse é um passo importante para o desenvolvimento técnico do mercado no futuro.

A nova norma de tubos de concreto para água pluvial e esgoto pode ser considerada uma das grandes conquistas brasileiras nesta área da tecnologia do concreto com fibras. Afinal, essa é a primeira norma brasileira a regular a aplicação do material CRFA, tendo sido desenvolvida de maneira concomitante à norma de especificação da fibra de aço para reforço do concreto. Pode-se apontar essa norma como uma grande

inovação, pois a mesma foi publicada antes mesmo de se ter uma aplicação regular do produto. Essa situação peculiar ocorreu pelo fato da operação de compra de tubos de concreto ser realizada, principalmente, por parte de órgãos governamentais, que devem lançar mão de um edital de licitação. Com isso, apenas tubos regularmente normalizados são passíveis de serem comprados. Por outro lado, o fato de não se ter ainda uma aplicação em larga escala, fez com que a norma apresentasse uma postura que pode ser considerada conservadora. Isso porque o uso do concreto com fibras de aço estará restrito a tubos com diâmetro nominal igual ou inferior a um metro, por exemplo. Isso foi adotado no sentido de se minimizar riscos de aplicação, neste primeiro momento de utilização, os quais são maiores para as redes coletoras de maiores dimensões. Além disso, a norma foi bem mais exigente para os tubos de concreto com fibras, os quais devem suportar a carga de fissura do tubo convencionalmente armado sem apresentar qualquer tipo de dano. Isso, além de estar a favor da segurança do ponto de vista de estabilidade do sistema de coleta de esgoto, também é extremamente conservador do ponto de vista de durabilidade por minimizar o risco de fissuração do concreto reforçado com um material menos susceptível à corrosão eletrolítica. Assim, espera-se que a vida útil dos tubos de concreto reforçado com fibras seja ainda maior que o alcançado para os tubos convencionais. Vale ressaltar também que a norma introduziu algumas novidades, mesmo para a normalização internacional, como a necessidade de se controlar a carga máxima pós-fissuração, o que poderá ser utilizado em condições práticas para a otimização do teor de fibra de aço para cada condição de produção. Aliás, a mesma só se viabilizou pelo fato de qualificar os tubos de CRFA como componentes que podem ser caracterizados no ensaio de compressão diametral diretamente, não dependendo da qualificação de suas matérias primas ou mesmo do CRFA. Assim, o tubo só poderá ser utilizado se previamente qualificado.

Um próximo passo imediato deverá ser a certificação das fibras de aço e de tubos de alguns produtores nacionais, dado que isso já é possível a partir da publicação destas normas. A certificação irá conferir uma maior penetração no mercado para os fabricantes; para o usuário, uma maior segurança na utilização tanto das fibras como dos próprios tubos de concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] VASCONCELOS, Augusto Carlos de. O concreto no Brasil: recordes, realizações, história. Vol. 1. São Paulo: Copiare, 1985.
- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Arames de aço: Ensaio de tração. NBR 6207, ABNT, Rio de Janeiro.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários. NBR 8890, ABNT, Rio de Janeiro.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Fibras de aço para concreto - Especificação. NBR 15530:07, ABNT, Rio de Janeiro.
- [04] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete. ASTM A820. Book of ASTM Standards, ASTM, Philadelphia.
- [05] CHAMA NETO, P. J.; FIGUEIREDO, A. D. Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45, 2003, Vitória-ES. Anais. IBRACON, São Paulo, 2003.
- [06] FIGUEIREDO, A.D. Concreto com Fibras. Capítulo 39. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2005. pp. 1195-25
- [07] FIGUEIREDO, A.D. Parâmetros de Controle e Dosagem do Concreto Projetado com Fibras de Aço. São Paulo, 1997. 342p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [08] FIGUEIREDO, A.D.; CECCATO, M.R. e TORNERI, P. Influência do comprimento da fibra no desempenho do concreto reforçado com fibras de aço. 39º REBRAC. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo. 1997.
- [09] FIGUEIREDO, A.D.; CHAMA NETO, P. J.; QUINTA, M. T.; GIMENEZ, A. B. Avaliação de metodologia de ensaio de tubos de concreto reforçado com fibras para esgoto. Revista Concreto & Construções do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 2007. Aceito para publicação.
- [10] FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J. A nova especificação brasileira para tubos de concreto para águas pluviais e esgoto. In: 49º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON), 2007, Bento Gonçalves, RS. 2007.
- [11] MORAES, A. A. de; CARNIO, M. A.; PINTO Jr., N., Tenacidade e Resistência Equivalente à Tração na Flexão de Concretos de Alto Desempenho Reforçados com Fibras de Aço de Baixo e Alto Teor de Carbono. In: 40º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) Rio de Janeiro, Agosto, 1998.
- [12] NUNES, N.L. Estudo da influência da geometria da fibra de aço na tenacidade à flexão dos compósitos de matriz de concreto. São Paulo, 1998. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [13] NBN EN1916 Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced. Belgisch Instituut voor normalisatie (BIN), Brussel, December 2002. ◆



SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE CONCRETO COMPACTADO COM ROLO (CCR) Evento paralelo ao 50º Congresso Brasileiro do Concreto 7 E 8 DE SETEMBRO DE 2008

O **Brasil** é um dos países que possuem maior quantidade de obras construídas com **CCR** no mundo. Já são mais de **50 barragens** para **abastecimento de água** e **geração de energia**.

O **simpósio** é uma excelente oportunidade para **conhecer** este **desenvolvimento**, para saber das **últimas novidades** em termos de **projetos, construções** e **controle da qualidade**, bem como para interagir com **especialistas internacionais** sobre o assunto.

LÍNGUAS OFICIAIS DO EVENTO

Português e inglês

TEMAS

- Barragens de CCR – Planejamento e Projeto
- CCR para Pavimentação
- Práticas em CCR em Diferentes Países
- Materiais para CCR e Controle de Qualidade

As transformações do mercado de construção e seus impactos sobre a tecnologia de edificações

Maria Angélica Covelo Silva
NGI Consultoria e Desenvolvimento

O mercado de construção de edificações, sejam edificações residenciais, sejam edificações de toda natureza no mercado privado, sofreu durante toda a década de 90 e início dos anos 2000, as conseqüências de um mercado de

pequena escala para as dimensões geográficas e populacionais, assim como da representatividade da economia brasileira no cenário mundial.

Esta pequena escala se deveu fundamentalmente às condições macroeconômicas que impediram a existência de mecanismos de financiamento à produção e à aquisição de imóveis por parte da população

onde se concentra a maior carência habitacional, e de incentivo e condições de investimento em edificações relacionadas ao setor industrial (unidades fabris, centros de distribuição, etc) e ao setor de comércio e serviços.

A partir de 2005, uma conjunção de fatores começou a se alinhar no sentido de viabilizar a entrada maciça de recursos para a produção e comercialização de unidades residenciais e para o investimento em edificações que se colocam como parte indissociável de setores como a indústria de transformação, comércio varejista, edifícios corporativos etc.

Esta conjunção de fatores pode ser sintetizada na queda das taxas de juros para financiamentos imobiliários, no amplo trabalho de regulamentação desenvolvido pelo setor imobiliário junto ao Congresso Nacional, que deu mais segurança aos investidores no setor, à queda das taxas de desemprego e aumento do emprego formal, que possibilitaram a confiança do consumidor para tomar financiamento de longo prazo e a um, ainda tímido mas sensível, aumento de renda da população assalariada.

O resultado dessa conjunção de fatores é uma transformação, sem precedentes, na organização e estrutura setorial da construção civil no que diz respeito à produção de edificações.

A falta de escala, aliada a outras características como barreiras à entrada de novas empresas e a proliferação dos cursos de engenharia civil no Brasil, configuraram um quadro de várias implicações para o setor nos anos 90 e início dos anos 2000. No setor imobiliário, o negócio incorporação e o negócio engenharia e construção estiveram sempre aliados em empresas que atuaram em nichos específicos, nos quais além de desenvolver o produto, fazer a incorporação e a construção, ainda exerciam o papel de agentes financeiros, criando-se planos de financiamento diretamente com a incorporadora/construtora.

As conseqüências dessa estrutura foram várias: o foco nos segmentos de mercado de alta renda com capacidade de tomar financiamento diretamente com a incorporadora; o foco da em-



presa incorporadora/construtora na viabilização do empreendimento restando poucos recursos ao investimento em capacitação empresarial e tecnológica; a inviabilização de tecnologias construtivas industrializadas que, pela sua lógica de desembolsos e prazos, não “casavam” com uma lógica de fluxo de caixa das obras sujeitas ao fluxo de receitas viável em função do financiamento direto ao comprador.

Os clientes finais, pouco instruídos para saber discernir a empresa efetivamente capacitada, legalizada, etc também foram atraídos por empresas de muito baixa capacitação técnica que, sem barreiras à entrada, passaram a concorrer com empresas que, durante todos esses anos, se esforçaram por melhorias, tecnologia e qualidade.

Não é por acaso que temos no Brasil, segundo os dados da Pesquisa Anual da Indústria da Construção – PAIC, do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, mais de 100 mil empresas com atividade de construção e ainda uma grande quantidade de empresas informais.

Os dados disponíveis mostravam, até 2006, o pequeno tamanho da grande maioria das empresas incorporadoras e construtoras em relação às empresas de outros segmentos – eram muito poucas as empresas com receita anual igual ou maior que R\$ 50 milhões.

Nos segmentos de obras não-imobiliárias poucas foram as empresas criadas e desenvolvidas para atender outras tipologias de obras e se resumiu a um conjunto de poucas empresas a capacitação de engenharia para obras de edificações não-residenciais de grande porte, mas a um grande número de empresas de pequeno porte para obras menores.

A partir de 2006, com os cenários favoráveis que se desenharam, como conseqüência dos fatores já comentados, um conjunto de mudanças passou a ser vivido no setor, o qual pode ser resumido a seguir:

- ◆ Viabilização do aumento significativo de financiamento imobiliário – um exemplo que ilustra isso é que, de janeiro a março de 2008, os agentes financeiros do Sistema Brasileiro de Poupança e Empréstimo financiaram R\$ 5,48 bilhões, o que é 88% maior do que o montante financiado no mesmo período de 2007 e 13% maior que o montante financiado em todo o ano de 2005;
- ◆ Atração de investimentos e condições para que as empresas do setor abrissem capital em Bolsa de Valores – de 2006 em diante, mais de vinte empresas do mercado imobiliário e de construção abriram capital, viabilizando a captação de grande volume de recursos em sua maior parte pela

compra de ações por investidores estrangeiros e que foram destinados à viabilização de aquisição de terrenos e lançamento de empreendimentos.

Os investimentos se dirigiram a empreendimentos específicos, mas também à compra e fusão de empresas ou participação nelas por grandes grupos financeiros estrangeiros ou nacionais.

- ◆ Como decorrência, mudou, em menos de dois anos, de forma radical, a escala de atuação e produção das empresas que antes atuavam localmente e passam a uma atuação regional e nacional.
- ◆ O modelo de expansão foi inovador, não mais baseado na instalação de grandes estruturas fixas das empresas em várias localidades, mas no estabelecimento de alianças estratégicas, “joint ventures” e sociedades de propósito específico, que permitem usar o conhecimento do mercado local de uma empresa e o conhecimento e estrutura de outra para a geração de um maior número de empreendimentos em curto espaço de tempo.
- ◆ Com os recursos disponíveis, viabilizou-se a diminuição significativa dos prazos de obras, tendo em vista a redução das limitações impostas pelo financiamento da produção pelos próprios recursos provenientes das vendas e, pelo contrário, a necessidade de entregar mais cedo empreendimentos que vem tendo a totalidade das unidades vendidas, às vezes, em questão de horas.

Mas essa transformação toda traz uma nova dinâmica competitiva ao setor: há em primeira instância uma concentração em torno de um grupo restrito de grandes empresas que tiveram, em dois anos, números de crescimento efetivamente assustadores; a mudança da dinâmica dos mercados regionais com a chegada de novas empresas; e, sobretudo, um impacto brutal sobre a gestão das empresas e sobre a tecnologia.

Na gestão das empresas, o impacto vem da expansão geográfica, da diminuição de prazos, da exigência de rigor e transparência de controles de custos e receitas, da necessidade de não regredir na qualidade dos produtos e serviços diante de consumidores de todos os segmentos de mercado absolutamente conscientes e informados sobre seus direitos, exigentes com relação a produtos que sejam condizentes com uma sociedade da era da informação.

Os anos de dificuldade de investimento resultaram em pouco desenvolvimento de ferramentas modernas de gestão de pessoas, de

planejamento e controle, de gestão de projetos e tecnologia, suprimentos e ferramentas de uso inteligente da Tecnologia da Informação.

Poucas foram as empresas que se capacitaram nesses aspectos e que não foram impactadas de forma muito forte pelas novas exigências de uma dinâmica competitiva em que é preciso muito mais do que um engenheiro civil ou dois amigos ou parentes formados em Engenharia para constituir uma empresa de negócios imobiliários ou de engenharia e construção.

Um grande processo de reestruturação interna tomou conta de grande parte das empresas que desejaram aderir e fazer parte dessa expansão de mercado e os ajustes decorrentes desses processos ainda estão em curso. Outras perceberam que não teriam condições de competir nesta nova dinâmica e buscaram associações, fusões e, até mesmo, a venda da empresa para grupos maiores.

No campo da tecnologia de construção, a inversão de paradigmas é total: da lógica de fluxo extenso entre concepção do produto, desenvolvimento do projeto, lançamento, vendas, construção e entrega, passou-se a uma lógica em que o tempo desse ciclo precisa ser encurtado como condição essencial da viabilidade dos negócios.

Mas, encurtar o ciclo com tecnologia tradicional, baixo uso de equipamentos e na realidade de expansão repentina com insuficiência de mão-de-obra, é viável?

Certamente que não. Toda a lógica da grande escala de produção nessas condições, mantendo-se patamares de desempenho e qualidade condizentes com o estágio da sociedade brasileira requer elevada produtividade, único caminho legítimo para a redução de custos a partir do uso de menos recursos para a produção de um número cada vez maior de unidades.

A alta produtividade é condicionada por características de projeto, sistemas construtivos e gestão, que proporcionem operações de montagem, elevada continuidade no trabalho, redução do esforço humano nas operações (mecanização), redução da incidência de operações que não agregam valor, como transporte e manuseio de peças e materiais, operações de preparação no canteiro (corte, dobra, ajustes, dosagem e agregação de materiais, etc), elevada padronização e integração dimensional e funcional de materiais e sistemas.

Não é à toa que a maior parte das empresas que estão trabalhando com metas de grandes escalas de produção montaram equipes de pesquisa e desenvolvimento de sistemas adequados a essa realidade.

Muitos são os sistemas disponíveis no mercado brasileiro a partir da década de 90 e hoje

em dia são poucas as barreiras para se ter acesso a sistemas e tecnologia disponíveis em outros países. Há também um esforço de buscar inovações, de desenvolver soluções para as lacunas que temos e neste sentido há um campo muito grande ainda a trabalhar.

Este caminho, a industrialização de todo o processo é um caminho sem volta, ao qual estão associados requisitos de desempenho que se precisa atingir, a incorporação de requisitos aqui no Brasil tratados como "novos", mas que fazem parte da realidade dos países desenvolvidos há muitos anos, como o uso racional da água e a eficiência energética de edifícios dentro da abordagem de sustentabilidade que permeia oito em cada dez conversas do meio de construção hoje em dia.

Mais ainda é um caminho sem volta porque atingir elevada produtividade e transferir os ganhos de custos decorrentes dela é o grande desafio para viabilizar a produção em escala.

Para os segmentos que são chamados de econômicos, supereconômicos, baixa renda, popular ou qualquer nomenclatura que se adote (diga-se de passagem, é preciso definir isso com base em requisitos e critérios), essa produtividade é fundamental para viabilizar o negócio de produtos imobiliários.

São segmentos de consumidores que, finalmente, podem ter acesso a uma unidade habitacional produzida com arquitetura e engenharia, transferindo uma parcela (espero que cada vez maior) das famílias, que a duras penas conseguem construir seus sobrados e puxadinhos nos fins de semana, durante três a cinco anos ou a vida inteira, para a aquisição de unidades verdadeiramente projetadas, construídas para terem um desempenho adequado e inseridas num entorno de ambiente construído que proporcione qualidade de vida.

Para as empresas do setor essa grande escala que esses segmentos trazem diante da pirâmide social e econômica do País, é finalmente a possibilidade de serem empresas saudáveis, competitivas, com capacidade de investimento.

Para toda a cadeia produtiva e profissionais de arquitetura, engenharia e profissões correlatas é a possibilidade de atingir patamares de remuneração mais compatíveis com a capacitação profissional decorrentes da escala de trabalho e atingir um aperfeiçoamento profissional decorrente da participação em empreendimentos desafiadores. Mas os desafios de capacitação são muitos, porque os empreendimentos são mais complexos, a tecnologia exige conhecimentos especializados e atualizados e há que se buscar obter ganhos de custos, qualidade, produtividade a partir de sólidos conhecimentos tecnológicos e de gestão. ♦

Indicadores de produção das telas soldadas nas armaduras de lajes

João Batista Rodrigues da Silva
Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS)

Marcos Hesketh
GMO

1. Histórico – objetivos

Historicamente, as telas soldadas começaram a ser utilizadas no Brasil no final da década de 50. No início, a sua introdução foi bastante difícil, devido à falta de informações sobre o produto e a resistência cultural das empresas em promover mudanças nos seus processos construtivos.

Com o passar do tempo, as telas soldadas provaram ao consumidor que não se tratava apenas de uma armadura para o concreto, mas que traziam agregadas consigo vantagens técnicas e econômicas.

O atual momento da construção civil brasileira está exigindo dos construtores e incorporadores uma nova visão do processo de produção e de gestão, valorizando dessa forma a industrialização, que dá ao processo de execução das estruturas de concreto armado um ritmo mais acelerado, constante, seguro e competitivo.

Diante desse quadro, tornou-se necessário a compreensão, por parte do usuário, das vantagens e

variáveis de aplicação do produto de forma a estabelecer referenciais e bases para uma tomada de decisão.

O IBTS - Instituto Brasileiro de Telas Soldadas contratou a empresa GMO Engenharia para estruturar ações diretas nas obras, com a finalidade de levantar indicadores de produção das telas soldadas, objetivando a formação de um banco de dados referenciais, para identificar as variáveis que afetam a produção, propiciando intervenções pontuais para melhorias no processo.

Ressalta-se que este trabalho não pretende apresentar valores monetários para uso em orçamentos, mas sim estabelecer bases que auxiliem na formalização dos contratos com prestadores de serviços de mão-de-obra ou ainda no dimensionamento de equipes de armadores.

A primeira fase se constitui no levantamento em campo, para ajustar o modelo e iniciar a formação da base de dados.

Posteriormente, serão criadas ferramentas para dar “inteligência” ao sistema no que diz respeito à qualificação e agrupamento dos dados.

Figura 1 – Carga sendo transportada para a laje



2. Caracterização das obras

A metodologia aplicada nesse trabalho pressupõe a caracterização das obras avaliadas, para que, posteriormente, os dados possam ser filtrados e aplicados conforme as condições de contorno de cada empreendimento.

A título de exemplificação, as obras são classificadas segundo os seguintes critérios:

- ◆ Tipo do empreendimento (comercial/residencial);
- ◆ Área construída total e do pavimento-tipo;
- ◆ Número de pavimentos;
- ◆ Volume de concreto total e do pavimento-tipo;
- ◆ Tipologia estrutural (reticulada, nervurada, plana, protendida, etc.);
- ◆ Ciclo de execução do pavimento-tipo;
- ◆ Peso do vergalhão (pilares, vigas e lajes);
- ◆ Peso da tela soldada (lajes);
- ◆ Utilização de equipamentos de transporte;
- ◆ Tipologia da mão-de-obra (própria ou terceirizada).

Todas essas e outras variáveis influenciam, em diferentes graus, não somente na viabilidade do uso das telas soldadas, mas, também em alguns indicadores que irão nortear as características e os custos da produção.

3. Dados de entrada – considerações

3.1 LOGÍSTICA

O planejamento logístico da obra é um fator que deve ser observado para alcançar os resultados esperados.

Desta forma, a metodologia adotada sugere uma análise criteriosa dos projetos em telas, das condições de armazenamento e movimentação das cargas e da sistemática de entrega dos lotes pelo fabricante.

3.2 PRODUÇÃO

Procurou-se ampliar, nessa metodologia, a visão simplificada de que o uso de telas soldadas se dá somente na montagem das peças.

O processo produtivo é aqui encarado conceitualmente como um “fluxo”, levando em consideração seus tempos e aplicações, desde a chegada do material ao canteiro de obras até o seu posicionamento final nas lajes.

Assim, os levantamentos levam em conta os tempos de carga e descarga, transporte vertical e, finalmente, o posicionamento da armadura nas fôrmas.

3.3 MÃO-DE-OBRA

É talvez a variável mais importante de todo o processo analisado.

Os estudos ligados à Engenharia de Produção nos ensinam que o alcance de altos índices de produtividade é precedido, entre outras variáveis, pelas condições, pelo equilíbrio, e, especialmente, pela cadência da produção.

O uso de telas soldadas, pela sua simplificação, permite um equilíbrio racional nas equipes de campo (oficiais, ½ oficiais e ajudantes), conduzindo

à diminuição dos custos sem reflexos na produtividade. Outro fator que pode influenciar nestes custos é a utilização de horas-extras e horas-prêmio.

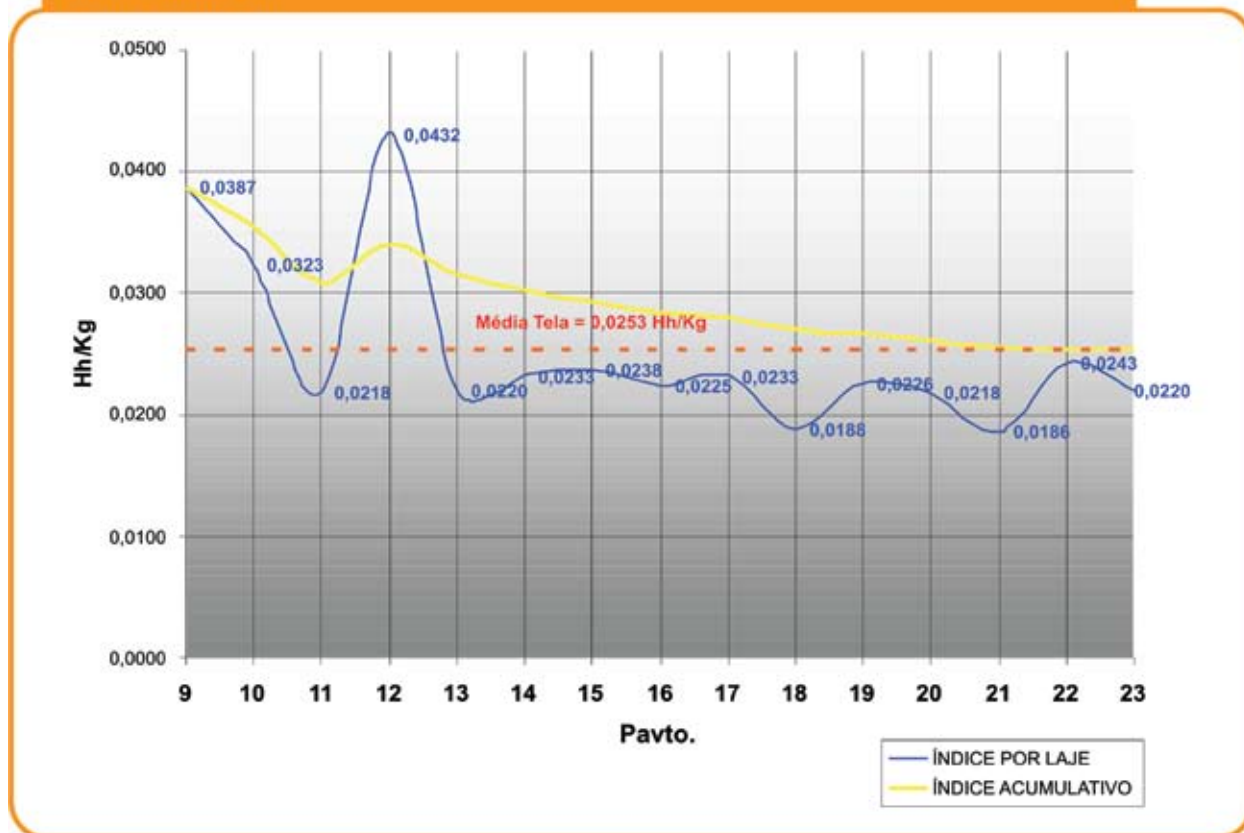
A primeira, geralmente oriunda de disfunções no planejamento, é responsável por um aumento dos custos sem benefícios à produtividade. A segunda poderá ser, em tese, um indutor ao aumento da produtividade, desde que sejam observadas questões associadas à qualidade, segurança e custos. Mesmo assim, o acompanhamento rigoroso e o gerenciamento das equipes propiciarão um equilíbrio nesse item do processo.

Finalmente, há que se levar em conta a im-

Tabela 1 – Resumo dos indicadores de produtividade

	ÍNDICE MÉDIO =	0,0253 Hh/Kg
MONTAGEM	ÍNDICE DE SERVENTIA =	1,4%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - EQUIPE =	23,3%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - OFICIAIS =	23,0%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - AJUDANTES =	0,4%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - EQUIPE =	13,0%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - OFICIAIS =	12,2%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - AJUDANTES =	0,8%
TRANSPORTE	ÍNDICE MÉDIO =	0,0009 Hh/Kg
	ÍNDICE DE SERVENTIA =	0,0%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - EQUIPE =	3,6%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - OFICIAIS =	3,6%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - AJUDANTES =	0,0%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - EQUIPE =	11,3%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - OFICIAIS =	11,3%
ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - AJUDANTES =	0,0%	
CORTE	ÍNDICE MÉDIO =	0,0066 Hh/Kg
	ÍNDICE DE SERVENTIA =	0,0%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - EQUIPE =	6,3%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - OFICIAIS =	6,3%
	ÍNDICE DE HORAS EXTRAS - AJUDANTES =	0,0%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - EQUIPE =	6,3%
	ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - OFICIAIS =	6,3%
ÍNDICE DE HORAS PRÊMIO - AJUDANTES =	0,0%	

Gráfico 1 – Evolução dos indicadores de produtividade da equipe de montagem das armaduras



portância do treinamento da equipe, caso não tenham trabalhado anteriormente com o produto.

É muito comum e salutar que sejam abertos espaços para que os trabalhadores também participem do processo através de opiniões e sugestões de melhorias.

4. Dados de saída

A metodologia de levantamento do processo executivo de armação em telas soldadas gera informações e dados de diversos tipos, propiciando à cadeia envolvida (fornecedores, construtores, e gerenciadores das atividades) condições de conhecer e intervir no processo.

Alguns exemplos reais de obras acompanhadas por essa metodologia expressam a qualidade das informações geradas.

4.1 TABELA GERAL DE INDICADORES (EXEMPLO)

A tabela 1 exemplifica um resumo dos indicadores de produtividade, considerados para cada etapa do processo.

São apresentadas também informações sobre o Índice de Serventia (relação oficiais/ajudantes), Índice de Horas-Extras e Índice de Horas-Prêmio.

4.2 INDICADORES DE PRODUTIVIDADE

O Gráfico 1 apresenta a evolução dos indicadores de produtividade da equipe de montagem das armaduras.

Gráfico 2 – Distribuição dos tempos por atividades

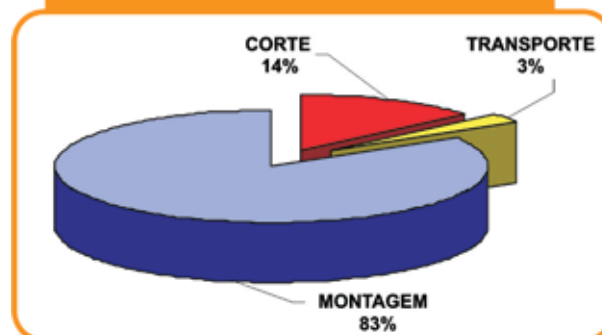
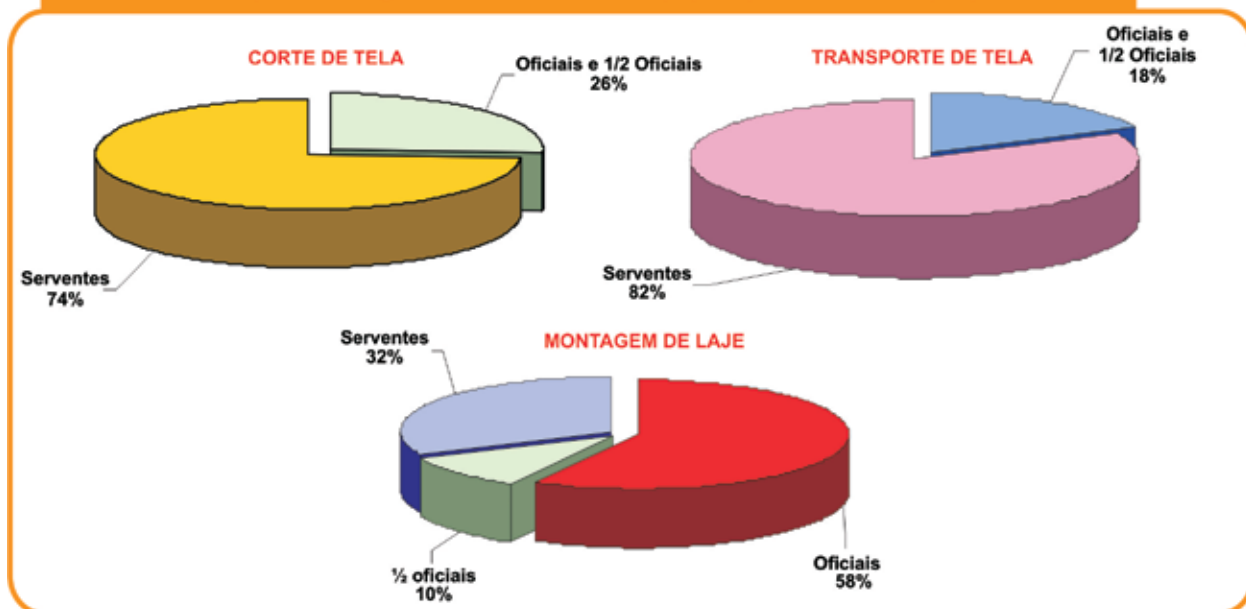


Gráfico 3 – Equilíbrio e gerenciamento das equipes para cada etapa produtiva



No início, o uso de telas apresenta valores maiores, porém decrescentes. Trata-se claramente do período chamado de “aprendizagem”, ou seja, de adaptação da mão-de-obra ao processo com tela.

A 12ª laje apresentou um “pico” de improdutividade, ocasionada por fatores determinados e identificados. Uma intervenção da gerência da obra fez voltar os indicadores a patamares quase constantes.

A curva amarela – “Índice Acumulativo” – indica a tendência da equipe à estabilização dos indicadores até a média alcançada.

4.3 DISTRIBUIÇÃO DOS TEMPOS POR ATIVIDADES

O Gráfico 2 demonstra muito bem de que forma foram alocados os tempos nas atividades de apoio (corte e transporte) e de produção (montagem).

Ele permite que sejam analisadas e propostas ações para que sejam deslocados tempos de apoio, que não agregam valor ao produto, ao tempo produtivo.

Gráfico 4 – Controles utilizados pela metodologia adotada



Obviamente, isso motiva uma análise criteriosa do fluxo de produção, até que possam ser definidas ações de intervenção.

4.4 DISTRIBUIÇÃO DOS TEMPOS POR FUNÇÕES

O Gráfico 3 exemplifica como foi pensado o equilíbrio e o gerenciamento das

equipes para cada etapa produtiva.

4.5 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS

A incidência de chuvas, por se tratar de serviço realizado sem proteção superior, também pode influenciar e justificar alterações nos indicadores de produtividade.

O gráfico 4 exemplifica um dos controles utilizados pela metodologia adotada.

4.6 PROJETO LOGÍSTICO

Após análise e consideração das informações contidas nos projetos em telas, das condições de armazenamento e movimentação

das cargas e da sistemática de entrega dos lotes pelo fabricante, é realizado um estudo logístico no sentido de preparar o canteiro de obras às premissas planejadas.

Essa etapa envolve a característica dos equipamentos, a formação das cargas, o planejamento do transporte, a delimitação das áreas e o treinamento dos trabalhadores.

A Figura 2 exemplifica um projeto logístico, considerando a distribuição dos espaços no canteiro.

A Tabela 2 apresenta o estudo de composição de carga, que tem como objetivo aproveitar melhor a capacidade de carga da grua.

Exemplo:

1ª Carga – Armadura Positiva (Tabela 2)

Essa carga vai atender o setor “A” da laje,

que é composta por 44 painéis de telas (1.160 kg) e 52 peças de vergalhão (43 kg). O peso total da carga é de 1.203 kg, respeitando a capacidade de carga da grua que é de 1.500 kg na ponta.

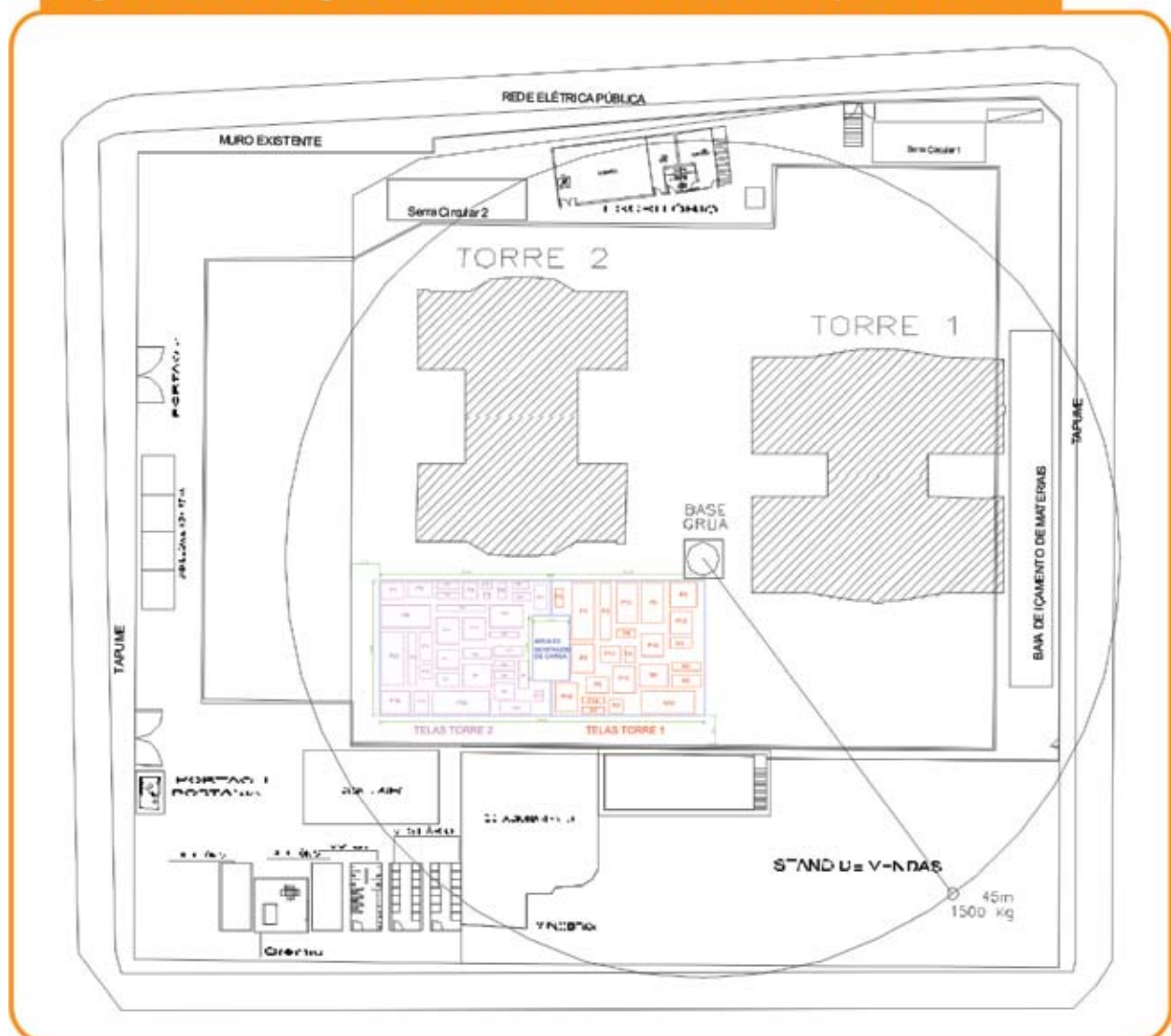
5. Resumo nacional dos dados

A metodologia apresentada para o levantamento de indicadores de tela soldada foi implantada há aproximadamente dois anos, com o intuito de iniciar a composição de um Banco de Dados.

Hoje o IBTS já conta com dados de onze obras, distribuídas em quatro cidades, conforme indica o Gráfico 5.

Ressalta-se que as obras apresentadas não têm necessariamente a mesma tipologia

Figura 2 – Projeto logístico, considerando a distribuição dos espaços no canteiro



estrutural e também podem diferir quanto às características de produção.

Muitas das variáveis apresentadas no início deste trabalho podem ser distintas entre as obras.

Mesmo assim, julga-se importante, ao menos como uma referência mais abrangente, identificar valores que possuem similaridade tecnológica, para que seja dado um tratamento posterior ao conjunto de informações.

6. Comentários finais

Com os dados obtidos até o momento, está sendo organizado um banco de dados que já considere as inúmeras variáveis que afetam a produção. À medida que esse sistema é alimentado, serão criados filtros de análise e, assim, as informações de cada obra poderão ser comparadas com referenciais comuns.

A utilização dessas informações servirá desde o apoio à fase de viabilização dos empreendimentos, passando pelo auxílio na formação de preços, pelos processos de negociação com a mão-de-obra (própria ou empreitada), além de fornecer bases para o controle, em tempo real, da produção e comparação com metas previamente estabelecidas. ♦

Tabela 2 – Estudo de composição de carga

ARMADURA EM TELAS SOLDADAS
PROGRAMAÇÃO DE CARGAS - PAV. TIPO

ARMADURA POSITIVA

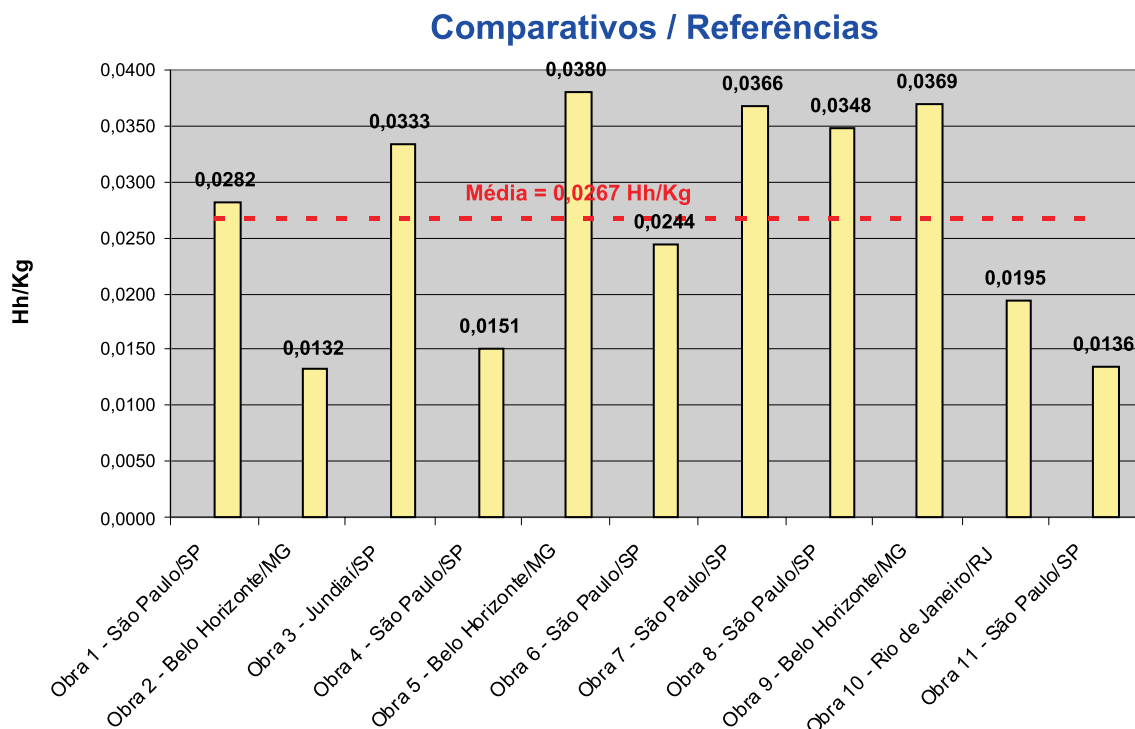


1ª CARGA - ARM. POSITIVA

POSICÃO	TELA + Setor A		VERGALHÃO + Setor A		POSICÃO
	Nº Telas	PESO	Nº Peças	PESO	
P 1	4	227,84			T 1
P 2	2	56,96			T 2
P 3	2	12,86			T 3
P 4	4	68,04	8	4,73	T 4
P 5	1	8,64	4	3,15	T 5
P 6			8	13,89	T 6
P 7			8	4,32	T 7
P 8	1	4,98	4	1,54	T 8
P 9	6	187,32	4	3,41	T 9
P 10	2	43,56	8	5,31	T 10
P 11	2	41,37	4	4,05	T 11
P 12	2	37,75	4	3,26	T 12
P 13	2	23,33			T 13
P 14	2	8,33			T 14
P 15	8	313,84			T 15
P 16	6	122,90			T 16
					T 17
	44 Telas	1.160 Kg	52 Peças	43 Kg	

TOTAL 1ª CARGA = 1.203 Kg

Gráfico 5 – Montagem de tela soldada



Paredes estruturais em concreto: uma visão introdutória

Gustavo Marin
Forsa

A tecnologia das paredes estruturais consiste na moldagem de paredes e lajes em concreto armado, usando simultaneamente fôrmas para paredes e para lajes. O sistema permite a racionalização da construção, destacando-se pela rapidez na execução da obra, em função dos ciclos diários de montagem e desmontagem.

As paredes moldadas em concreto com reforços

são os elementos verticais das estruturas de concreto sobre os quais duas forças exercem ação: a compressão e a flexão. A função principal é a de transportar verticalmente as cargas da gravidade da estrutura e suportar a carga de indução das cargas horizontais. São constituídas por concreto moldado no local, com reforços de aço tanto longitudinal como transversal.

Os materiais empregados na construção das paredes reforçadas são concreto e suportes de aço de reforço. No processo construtivo, empregam-se fôrmas para moldagem do concreto fresco.

O conjunto, fôrmas – acessórios, usados durante o tempo em que o concreto adquire a capacidade de auto sustentar-se, requer um processo de desenho, com o fim de garantir um muro de concreto com as formas e com os



Figura 1: Fundações

acabamentos superficiais requeridos nas especificações da obra.

As fôrmas para paredes são constituídas por painéis, tampas e acessórios que requerem ter suficiente capacidade estrutural para suportar a pressão do concreto líquido e evitar deformações inaceitáveis nas paredes. As fôrmas podem ser fabricadas com diferentes materiais, tais como aço, alumínio, madeira, plásticos, etc.

As cargas sobre as fôrmas são do tipo hidrostático. Os fatores que afetam a pressão lateral do concreto são velocidade de moldagem, temperatura da mescla, peso do concreto, viscosidade da mescla, impacto da concretagem, assim como formato e dimensões da mesma.

O mais importante desses fatores é a velocidade de moldagem, já que à maior veloci-



Figura 2: Montagem das Telas das Paredes

capacidade estrutural dos materiais e dos elementos da fôrma.

As fôrmas se fixam entre si, por meio de pinos, cunhas e distanciadores.

Montagem das fôrmas

As fôrmas, previamente limpas, são instaladas junto aos "arranques", após terem sido marcadas as linhas de nível. No início da montagem e aplicado o desmoldante nos painéis das paredes, são

dade, maior pressão. Igualmente à maior temperatura, menor tempo de endurecimento e menores pressões.

Segundo o ACI (American Concrete Institute), esta pressão pode ser medida como:

$$P_{\text{max.}} = 732 + (720000V) / (9T + 160)$$

V: Velocidade de moldagem, em metros por hora.

T: Temperatura, em graus centígrados.

Para paredes, as velocidades de moldagem são altas e pode-se estimar a pressão como:

$$P = 2400 H$$

H: Altura de moldagem, em metros.

Uma vez definida a pressão do concreto sobre a fôrma, a mesma é desenhada de acordo à



Figura 3: Montagem das Fôrmas da Laje



Figura 5: Desmoldagem

executados os seguintes passos adicionais: colocação das armaduras; instalações hidráulicas, elétricas e de gás; vãos das portas e janelas; ajustes no nivelamento e prumo das fôrmas.

A moldagem pode ser feita por meio de caçambas transportadas, por guias ou por bomba.

Concretagem

O concreto é lançado e adensado mecanicamente, com o auxílio de um vibrador de agulha, tomando cuidado nas janelas, onde deve ser feito alternadamente em relação aos lados dela.

A limpeza das faces externas das fôrmas deve ser feita uma vez desmontadas, evitando-se acúmulo de pasta de cimento e resíduos que possam dificultar as operações de desforma, ou danificar as fôrmas.

Desfôrma

Procede-se à desforma da estrutura em cada ciclo executado cerca de 12 horas após a conclusão da concretagem, desde que a resistência à compressão do concreto tenha atingido o valor mínimo do projeto.

A cura úmida do concreto é providenciada logo após a desforma, por meio da aspersão de água na superfície de concreto.

Resultado e Planejamento

As moradias feitas de concreto têm um desempenho estrutural satisfatório. A estanqueidade à água das paredes internas é satisfatória. No caso das áreas molháveis, a estanqueidade é garantida usando revestimentos impermeabilizantes. Possuem também bom desempenho térmico e acústico.

É indispensável estudar e planejar os processos antes do início da execução das moradias. Além da função primordial das fôrmas, elas também têm que oferecer segurança, economia e bom acabamento.

Dentro dos aspectos a serem considerados para decidir um tipo de fôrma, estão dis-



Figura 4: Concretagem



Figura 6: Sobrados sem acabamentos

ponibilidade da fôrma apropriada para cada uso, número de reusos e custo. Para selecionar o material, deve-se considerar, o peso dos elementos a serem utilizados, visando ter uma fácil e econômica transportabilidade na obra.

Com as quantidades dos elementos da obra, e a análise do plano de trabalho, podem-se determinar, velocidade da obra, taxa de materiais, quantidade de fôrmas e pessoal necessário dentro do tempo especificado; devendo-se sempre maximizar o número de reusos, sendo que esta é a chave da economia do sistema. ♦



BRAZILIAN INTERNATIONAL ROLLER COMPACTED CONCRETE (RCC) SYMPOSIUM

7-8th September | 2008
Salvador | Brazil

Brazil is one of the major countries in terms of works carried out using RCC. More than 50 dams for hydro generation and water supply were built and new RCC dams are on their way. This is an excellent opportunity to get acquainted with the technical news and to know the all about the new developments in design, constructions and quality control, as well as to interact with international experts on this theme.

Official languages will be Portuguese and English.

**THEME 1: RCC DAMS – PLANNING AND DESIGN • THEME 2: RCC PAVEMENT
THEME 3: RCC PRACTICES IN DIFFERENT COUNTRIES • THEME 4: RCC MATERIALS AND QUALITY CONTROL**

Regional Minas Gerais discute lei de inspeção de estruturas

O Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento, Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, representou o IBRACON no "Seminário Brasileiro de Inspeção e Procedimentos de Manutenção", organizado pelo IBAPE-MG com apoio do IBRACON. O evento, patrocinado pela Holcim, aconteceu no CREA-MG, e contou com a presença do diretor Regional do IBRACON em Minas Gerais, Eng. Ubirajara Alvim Camargos e do novo Presidente do IBAPE nacional, Eng. Elcio Maia.

Durante o evento, o Prof. Luiz Carlos ministrou a palestra "A importância da inspeção qualificada como ferramenta de arbitramento das origens de patologias e responsabilidades de manutenções", apresentando suas impressões e trazendo questões extraídas de discussões sobre o tema ocorridas no âmbito do IBRACON, com participação do Vice-Presidente, Prof. Paulo Roberto do Lago Helene, e do Eng. José Eduardo Granato.



Prof. Luiz Carlos e Eng. Flávio Capuruço, representante da HOLCIM no evento

O evento, de excelente nível técnico, deixou clara a necessidade de estabelecimento de um sistema legal e articulado que oriente a inspeção e manutenção em nível nacional, mas suscitou uma série de dúvidas sobre a forma e o escopo adequado do mesmo.

Tendo em vista que várias leis de inspeção já foram editadas por Municípios Brasileiros e que atualmente já existem projetos de lei buscando regulamentar o assunto em tramitação no Congresso Nacional, ficou acertado que o IBRACON e o IBAPE vão continuar a atuar de forma cooperada para tentar consolidar o conhecimento existente e colaborar com a geração de uma legislação adequada e responsável para orientar os trabalhos nesta área.

Os interessados em participar deste grupo podem contatar os membros da direção do IBRACON citados acima.



Prof. Luiz Carlos, Eng. Elcio Maio, Presidente do IBAPE, e Eng. Ricardo Raso, da ADEMG, responsável pela manutenção do estádio do Mineirão

V HPC 2008 acontece em junho em Manaus

As Conferências ACI/CANMET Internacionais sobre o Concreto de Alto Desempenho (High Performance Concrete - HPC) são eventos científicos, realizados no Brasil desde 1996, e visam discutir as pesquisas de ponta realizadas em âmbito mundial sobre o concreto de alto desempenho.

Em sua quinta edição, organizada conjuntamente pelo American Concrete Institute (ACI), Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), Center for Mineral and Energy Technology (CANMET), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), Universidade Federal de Goiás (UFG) e pela Universidade da Amazônia, a V International ACI/CANMET Conference on High Performance Concrete Structures and Materials, HPC 2008, vai ser realizada de 18 a 20 de junho, em Manaus, Brasil, e contará com a participação de 40 conferencistas de 14 diferentes países.

O evento recebeu mais de 150 resumos, vindos de 20 diferentes países. O Comitê Científico Internacional do ACI, durante encontro em Varsóvia/Polônia, em maio de 2007, revisou e selecionou 25 artigos científicos para serem publicados em um livro denominado de ACI Special Publication; 26 artigos para compor os anais da Conferência, denominado de Supplementary Proceedings; e 16 artigos para serem apresentados em Sessão Pôster.

“Podemos dizer, hoje, que o Brasil está inserido no circuito Internacional de importantes eventos científicos sobre estruturas de concreto”, comentam os professores Enio Pazini Figueiredo e Paulo Helene, coordenadores do V HPC 2008, após participarem de evento de mesma magnitude do ACI em Varsóvia/Polônia, no ano passado.

A primeira edição desta série de Conferências Internacionais, no Brasil, foi realizada em 1996, em Florianópolis. Porém, nesta ocasião, os anais do congresso não foram cancelados pelo ACI.

Três anos depois, em 1999, a segunda edição do evento ocorreu em Gramado, no Rio Grande do Sul. A partir desse evento, os

artigos foram revisados e selecionados por um Comitê Científico Internacional do ACI. Os artigos selecionados deram origem à publicação especial ACI Special Publication 186, além dos anais da Conferência, denominada de Supplementary Proceedings.

A terceira e quarta edições ocorreram em Recife, Pernambuco, em 2002, e em Olinda, Pernambuco, em 2005, dando origem às publicações especiais ACI SP 209 e 229, respectivamente. Devido ao empenho do pesquisador Dr. Mohan Malhotra na organização dos eventos no Brasil e a importância das suas pesquisas e publicações para desenvolvimento e valorização do concreto no mundo, a quarta edição foi em sua homenagem.

O Concreto de Alto Desempenho (CAD)

é qualquer concreto que apresente um comportamento diferenciado, seja em termos de resistência, de funcionalidade, de estética, de sustentabilidade ou de durabilidade. Atualmente, o CAD é usado em diversas obras espalhadas por todo o mundo. “Propomos discutir no HPC quais são as

características finais e iniciais do CAD e como esses concretos se comportam ao longo do tempo”, explica Antonio Edvar Andrade Filho, coordenador local do V HPC 2008.

“A série de eventos HPC vem mostrando que as pesquisas nacionais podem ter nível e reconhecimento compatível com as pesquisas realizadas nos mais renomados centros de investigação do mundo. Nossos pesquisadores vêm sendo encorajados a aumentar suas produtividades científicas, através de artigos divulgados em periódicos e congressos de grande impacto na comunidade científica internacional”, comenta o professor titular da UFG, Enio Pazini Figueiredo.

Informações adicionais sobre a V International ACI/CANMET Conference on HPC, Manaus, 2008, podem ser obtidas na página do Ibracon (www.ibracon.org.br) ou diretamente pelo e-mail (hpc2008@tucana.com.br) ou telefone (+ 55 92 3642-0427) da Secretaria do Evento.



Curso de Inspeção, Manutenção e Recuperação de Estruturas

A Regional de Pernambuco, sob a coordenação do Professor Armando Carneiro, participou da abertura da 2ª turma do Curso de pós-graduação em Inspeção, Manutenção e Recuperação de Estruturas. O curso, coordenado pela professora Eliana Monteiro e pelo professor Carlos Wellington Sobrinho, está vinculado à Escola Politécnica de Pernambuco e tem carga horária de 360 horas.

Professores renomados e especialistas no assunto da região e de todo o Brasil participam



do programa: Professores Paulo Helene, Enio Figueiredo, Eliana Monteiro, Armando Carneiro, Romilde Oliveira, Tibério Andrade, Angelo Just, Alexandre Gusmão, Arnaldo Cardim, Aluizio Caldas, Marcelo Medeiros, Alberto Casado, Carlos Wellington Sobrinho e outros

A palestra inaugural, ocorrida em 17 de abril de 2008, foi proferida pelo vice-presidente do IBRACON, Professor Paulo Helene, sobre o tema "Acidentes em Obras de Engenharia Civil". ♦

II WORKSHOP BRASILEIRO SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO



Evento paralelo ao 50º Congresso Brasileiro do Concreto

7-8 de setembro de 2008
Salvador, Bahia



Temas

- PROJETO E ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS DE CONCRETO
- MATERIAIS PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO
- GERÊNCIA E MANUTENÇÃO
- CONTROLE DE QUALIDADE DE CONSTRUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE CONCRETO



Mais informações – www.ibracon.org.br

Fabricação de cabos de protensão

Eugenio Luiz Cauduro
Cauduro Consultoria Ltda.

O objetivo deste trabalho é apresentar as vantagens da pré-fabricação de cabos de protensão, em local distinto do canteiro de aplicação.

Tradicionalmente, a fabricação dos cabos de protensão é feita no próprio canteiro de obras onde eles são aplicados, exigindo do construtor algumas providências. A começar por

disponibilizar os espaços necessários para recepção, estocagem das bobinas, desenrolamento da cordoalha, colocação de ancoragens em uma das extremidades do cabo (caso das cordoalhas engraxadas e plastificadas), enrolamento, estocagem dos cabos, além de disponibilizar diversos equipamentos para manuseio e também o respectivo pessoal habilitado.

FABRICAÇÃO EM CANTEIRO



A foto mostra um canteiro de obras de uma ponte, com uma bobina de cordoalha nua sendo desenrolada (cordoalha central sendo puxada e disposta sobre uma bancada) para formar os cabos de protensão.

Nota-se a bobina em uso na parte inferior da foto, três bobinas ao lado da bancada e a ferramenta poli-corte usada para cortar as cordoalhas, todos protegidos da chuva por lonas pretas.

Nota-se que as três bobinas não foram estocadas junto com a que está sendo desenrolada, o que obrigará ao posterior deslocamento das mesmas (peso= 3 ton cada).

Na foto, vê-se a área de fabricação de cabos formados por cordoalhas engraxadas e plastificadas, ao lado do canteiro de obras, vendo-se a gaiola de contenção da bobina (no caso, feita de madeira).



Outra área de fabricação de cabos ao lado do canteiro de obras, vendo-se a gaiola de contenção da bobina também feita de madeira. As duas áreas possuem bancada logo a seguir ao desenrolamento.



Um estoque de cabos prontos para serem içados ao pavimento respectivo.

As ancoragens mortas já estão colocadas em uma das extremidades de cada cabo.

No caso, como a obra possuía grua, os cabos foram transportados desenrolados.



Estoque de bobinas estocadas com gaiola metálica na direção do desenrolamento. Em seguida, cavalete para corte das cordoalhas.

Cabos cortados esticados no chão do canteiro, em rota de passagem de caminhões. Possíveis estragos na capa plástica.



Em pátios de pré-fabricação pouco automatizados, o mínimo de equipamento disponível deve ser uma gaiola desenroladora de fácil transporte e manuseio (ela é colocada sobre as bobinas, que devem ter sido descarregadas e estocadas com eixos na direção da bancada de corte). Dessa forma, não é mais necessária qualquer movimentação de bobinas no pátio.

Um enrolador de cabos também é muito útil e prático, além de disco de corte, que pode ser uma poli-corte ou lixadeira manual. Como é uma pré-fabricação em local distinto da obra, é imprescindível um correto planilhamento e etiquetamento adequado para prevenir enganos quando da colocação dos cabos nas fôrmas.



Gaiola desenroladora em pátio de pré-fabricação.



Dispositivo para corte da ponta de plástico.



Extremidade morta dos cabos finalizada, com ancoragem morta fixada, luva plástica e tubo plástico protetor da cordoalha nua e vedação cordoalha/tubo. A seguir, os cabos já enrolados, amarrados e etiquetados prontos para ser enviados ao canteiro de obras.



Enrolador manual de cabos.

PRODUÇÃO EM PÁTIO DE PRÉ-FABRICAÇÃO



Bancada de fixação de ancoragem morta na ponta dos cabos.



Cabos prontos etiquetados para envio à obra.

VANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO DE CABOS

Levadas pelas necessidades dos construtores, as empresas de protensão, já pelos anos 70, equiparam-se para a fabricação de cabos com cordoalhas, construindo dispositivos diversos e equipamentos para movimentação, tanto de bobinas como de cabos prontos.

Devido às dificuldades de espaço em diversos canteiros, essas empresas fabricam cabos de diversas composições (número de cordoalhas) e comprimentos exatos, enrolando, identificando e remetendo-os ao canteiro no momento adequado.

Esse tipo de atividade complementar aos serviços de protensão facilita e muito o trabalho nos canteiros de obras, pelas diversas vantagens que representa:

- ◆ não exige equipamento pesado para

movimentação de bobinas de 3 ton;

- ◆ não exige espaço para estocagem de bobinas;
- ◆ não exige espaço para bancada, geralmente de grande comprimento;
- ◆ não exige a construção de gaiola e equipamento de corte (poli-corte);
- ◆ o corte, confecção e identificação dos cabos são feitos por pessoal experiente, minimizando os erros em obra;
- ◆ os cabos chegam enrolados e identificados conforme o local de aplicação (laje/número da concretagem, etc.) pouco antes de serem içados ao local;
- ◆ as perdas por corte são ainda mais minimizadas, devido à grande possibilidade de reaproveitamento das pontas.

MECANIZAÇÃO DA PRÉ-FABRICAÇÃO



Desenrolador em pátio semi-mecanizado.



Equipamento poli-corte.



Dispositivo enrolador de cabos.



Bomba e macaco hidráulicos para fixar ancoragens mortas nos cabos.



Ancoragens mortas presas em ponta de cabo.



Equipamento cortador de cordoalhas.



Cabide receptor de cordoalhas cortadas e enroladas prontas para pintura identificadora



Dispositivo receptor de cordoalhas cortadas e enroladas prontas para pintura identificadora



Pacotes de cabos acondicionados para transporte.



Proteção da capa plástica.

ESTÁGIO ATUAL DOS SERVIÇOS DE FABRICAÇÃO DE CABOS

Desde a implantação e popularização no Brasil das grandes centrais de corte e dobra de vergalhões para a construção civil nos anos 90, tornou-se quase imperativo para as construtoras a compra dos vergalhões já cortados e dobrados, pela sua extrema praticidade, ou seja:

- ◆ a conferência das plantas por pessoal especializado e treinado;
 - ◆ o planilhamento dos cortes de acordo com os resumos das plantas já conferidos;
 - ◆ a perfeita identificação das peças dobradas através de etiquetas especiais com escrita indelével, mostrando seu correto posicionamento nas peças de concreto;
 - ◆ a minimização das perdas por corte e desbitolamento;
 - ◆ a recepção no momento adequado na obra;
 - ◆ a não exigência de locais para estocagem de vergalhões e depois de peças dobradas;
 - ◆ a não exigência de bancada de dobragem, etc.;
- ◆ a existência de logística de transporte adequada ao ritmo das construções.

Essas vantagens consagradas no exterior há muitos anos, passaram a fazer parte do cotidiano das construtoras e é motivo de confiança dos incorporadores.

Com o advento das cordoalhas engraxadas e plastificadas no Brasil em 1997 e, devido à sua destinação principal ser a construção de edifícios, cujos canteiros são os que apresentam os menores espaços disponíveis, a pré-fabricação de cabos de protensão tornou-se praticamente obrigatória, pelas vantagens já mencionadas.

Novas empresas de protensão equiparam-se com dispositivos manuais, semi-automáticos e até com máquinas extremamente sofisticadas importadas. Algumas centrais de corte e dobra de vergalhões, aproveitando a infra-estrutura e logística já instaladas, passaram a oferecer aos seus clientes também essa prestação de serviços de grande valia para as obras.



Estoque de bobinas engraxadas e plastificadas



Bobinas de cordoalhas nuas entregues com eixo vertical, adequado para os equipamentos automatizados em central de corte e dobra de vergalhões.



Sofisticada máquina de corte de cordoalhas, formando os cabos e enrolando-os ao final.



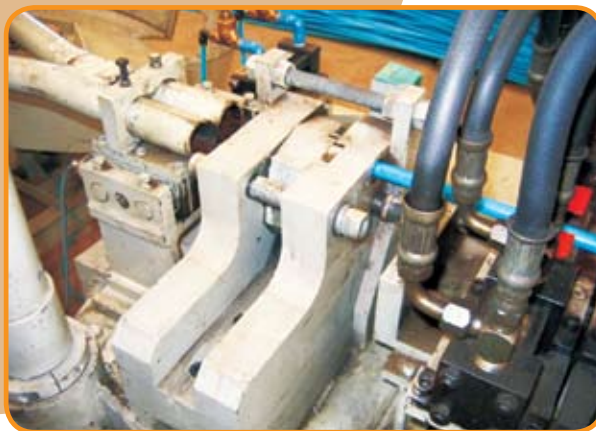
Controle numérico da produção onde se registram o número de cabos de mesmo comprimento.



Caterpillar de tração das cordoalhas e a parte de corte da capa plástica e da cordoalha.



Corte da capa plástica.



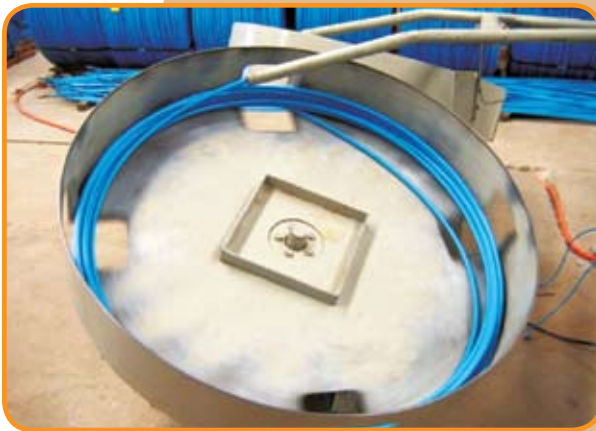
Corte puro de cordoalha.



Desenrolador de bobina.



Bandejas receptoras de cordoalhas cortadas.



Bandeja recebendo cordoalha na medida.



Cabos enrolados e etiquetados.



Cabos prontos com código de cores.



Cores diferentes para comprimentos diferentes.

A pré-fabricação de cabos tem como vantagens principais:

- ◆ a verificação prévia dos comprimentos das plantas – comprimentos corretos;
- ◆ quando prevista em projeto, a marcação dos cabos com código de cores, identifica cabos de comprimentos e locais de aplicações diferentes, possibilitando que os armadores encontrem com facilidade os cabos de cada posição independentemente das etiquetas, que, por serem menores, são mais difíceis de ler;
- ◆ a obra só recebe os cabos necessários a cada região de concretagem, não necessitando disponibilizar espaço para estoques;
- ◆ perdas por corte minimizadas.

CONCLUSÃO

Principalmente em obras que tenham dificuldade de espaço para canteiro, a utilização de cabos pré-fabricados facilita a execução, diminui o número de operários, diminui o custo e agiliza a execução.

Conforme o corte e dobra de vergalhões é uma utilização inexorável, a pré-fabricação de cabos de protensão será imprescindível em qualquer tipo de obra. ◆



BRASIL
atex
A FÔRMA DA LAJE NERVURADA

Guarulhos - SP
Rua Rosa Mafei, 399
Tel.: (11) 6438-60 01
Minas Gerais
Tel: (31) 3681 - 36 11
E-mail: atex@atex.com.br
Site: www.atex.com.br



Obra da Matec – na rua Hungria 08

Alterações na norma brasileira ABNT NBR 7480 – aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação

Arildo Batista
ArcelorMittal Brasil

1. Introdução

Na indústria siderúrgica mundial geralmente uma única norma de um determinado produto ou semi-produto de aço é utilizada por diversos países. Entretanto, no caso dos aços utilizados na construção civil, especialmente no caso dos aços utilizados no concreto armado, em geral, cada país tem a sua norma específica.

Isso se deve ao fato de que a norma dos aços para concreto armado tem de ser compatível com a norma de projetos de estruturas utilizada pelos calculistas e essa, em razão de especificidades de cada região ou país, tais como cultura técnica na área de projeto e cálculo (que, no caso brasileiro, tem origem européia), além da presença e intensidade de sismos, também é única para cada país.

No Brasil está em vigor desde 03 de março de 2008 a NBR 7480:2007 que atualizou e introduziu algumas modificações na norma anterior, NBR 7480:1996.



Essa atualização teve como principais objetivos adequá-la à norma brasileira de Projetos de Estruturas, NBR 6118, que foi revisada em 2003 (a anterior era de 1980), bem como torná-la harmônica, naquilo que fosse possível, com as principais normas internacionais de aços para concreto armado.

Outras normas brasileiras relacionadas às estruturas de concreto com as quais a NBR 7480-2007 é compatível são: ABNT NBR 14931:2003 – Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento e ABNT NBR 15421:2006 – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento.

As modificações e atualizações de conteúdo mais relevantes foram as seguintes:

2. Título da Norma

O título da norma foi alterado de “Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras Para Concreto Armado” para “AÇO DESTINADO A ARMADURAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO - ESPECIFICAÇÃO”.

3. Registro no INPI

Foi eliminada a exigência de registro prévio da Marca no INPI (Instituto Nacional da Propriedade Industrial).

4. Massa linear

As tolerâncias de massa linear do CA25 e do CA 50 ficaram mais restritas, conforme abaixo:

- ◆ As bitolas 6,3 e 8,0 mm passaram de +/- 10% para +/- 7%
- ◆ As bitolas 10,0 e 12,5 mm permaneceram com a mesma tolerância anterior de +/- 6%
- ◆ As bitolas 16,0 e 20,0 mm passaram de +/- 6% para +/- 5%.
- ◆ As bitolas 25,0 e 32,0 mm passaram de +/- 6% para +/- 4%

Obs.:

- 1) Foi eliminada a bitola 5,0 mm da categoria CA 50.
- 2) As tolerâncias do CA 60 permaneceram em +/- 6% para todas as bitolas e foi estabelecida

a bitola máxima de 10,0mm para o CA 60.

5. Configuração geométrica e gravações na superfície da barra

O CA 25 não mais poderá ser produzido com nervuras, devendo sua superfície ser obrigatoriamente lisa.

O CA 60 poderá continuar com a superfície lisa, entalhada ou nervurada. Entretanto, em todos os casos deverão ser obrigatoriamente gravados em relevo na superfície do produto a Categoria (60) e o diâmetro do fio. A identificação do produtor deve ser feita através de marcas em relevo ou por etiqueta.

No caso do CA 60 nervurado deverão ser obrigatoriamente gravados em relevo na superfície do produto o nome e/ou marca do produtor, a categoria do material e o respectivo diâmetro nominal.

6. Tolerância de comprimento das barras

Foi estabelecido o comprimento das barras em 12 m com tolerância de mais ou menos 1%. Na norma anterior o comprimento era de 11 m com tolerância de mais ou menos 9%.

7. Propriedades mecânicas

7.1 ENSAIO DE DOBRAMENTO

A única alteração ocorreu no diâmetro do pino de dobramento da faixa de bitolas de 6,3 a 16 mm do CA 50, cujo pino de dobramento foi alterado de 4 x diâmetro para 3 x diâmetro.

7.2 RELAÇÃO LR/LE

A relação LR/LE do CA 50 foi alterada de 1,1 mínimo para 1,08 mínimo.

7.3 ALONGAMENTO

Para o CA 50 foi introduzida a opção de medição do alongamento total na carga máxima. Neste caso ficou estabelecido o valor mínimo de 5%. O alongamento medido de forma tradicional, após ruptura, na base 10 x diâmetro, com valor mínimo de 8% foi, porém, mantido. ◆

Avaliação teórico-experimental da capacidade resistente ao cisalhamento e a flexão em lajes alveolares pré-fabricadas em concreto protendido

Marcelo A. Ferreira, Neiton S. Fernandes, Roberto C. Carvalho, Altibano Orteni, Olívia O. da Costa, Fernando M. Almeida Filho
Departamento de Engenharia Civil – UFSCar/NETPre

Íria L. O. Doniak
ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto

Luís O. B. Livi
Cassol Pré-fabricados

Abstract

Hollow core slabs can be considered as the most adaptable precast prestressed concrete element, without shear reinforcement, they can work as a slab and also as wall panel. Hollow core slabs are economical because of the mechanical efficiency of its cross-section geometry that allows the optimization of material quantity. The increase of the use of hollow core slab within the construction market has caused a significant boost in the production, demanding the assessment of its strength capacity. Therefore, the main purpose of this research is to investigate, experimentally, the flexural and shear resistance behaviour of the hollow core slabs using standard tests. The results were compared with equations from both European (EN-1168:2005) and Brazilian (NBR-6118:2003) codes of practices. The analysis of experimental results from the shear tests showed that NBR 6118:2003 was not adequate to predict the ultimate shear capacity for the case of hollow core slabs with filled cores. In addition, bending tests were carried out in slabs with 3 and 6 meters length, with topping and without topping. The experimental results for

the shorter slabs (3 meters) without topping showed a strong interaction between shear and flexural mechanisms. Finally, further tests indicated that the length of 6 meters is mostly recommended to be used in bending tests of slabs with 200 mm deep.

Keywords: Hollow Core Slabs, Prestressed Concrete, Precast Concrete, Shear Tests, Bending Tests

Resumo

As lajes alveolares podem ser consideradas como elementos pré-fabricados protendidos versáteis, sem armadura para combater a força cortante, podendo funcionar tanto como lajes quanto para painéis. A laje alveolar possui uma concepção arrojadada, onde a quantidade de materiais (concreto e aço para protensão) é otimizada com a geometria da sua seção transversal. A crescente utilização de lajes alveolares pelo mercado causou um aumento significativo na sua produção e trouxe à tona o problema da correta avaliação da capacidade resistente desse elemento que, por sua vez, não apresen-

ta armadura para combater a força cortante. Assim, o objetivo principal desta pesquisa foi avaliar, experimentalmente, o comportamento de lajes alveolares tanto na resistência ao momento fletor, quanto na resistência ao cisalhamento, através de ensaios padronizados pela EN 1168:2005 [1]. Os resultados experimentais foram comparados com as formulações presentes naquela norma europeia e na NBR 6118:2003. A análise dos resultados dos ensaios de cisalhamento indicou que o cálculo para a resistência ao cisalhamento segundo a NBR 6118:2003 não foi adequado para prever a capacidade efetiva das lajes com alvéolos preenchidos. Adicionalmente, para os ensaios de flexão em lajes sem capa com comprimento de 3 metros, a análise dos resultados revelou uma forte interação entre os mecanismos de flexão e de cisalhamento. Ensaios posteriores com comprimento de 6 metros mostraram-se mais adequados para a realização de ensaios de flexão de lajes típicas (espessura de 20 cm).

Palavras-chave: Laje alveolar, Concreto protendido, Concreto pré-fabricado, Ensaios de Cisalhamento, Ensaios de Flexão.

1. Introdução

As lajes alveolares, por sua concepção arrojada, podem ser classificadas como um elemento estrutural avançado para utilização nos mais variados sistemas estruturais, desde laje de piso a painéis de fechamento. Além disso, este elemento é praticamente automatizado em todas as etapas de sua produção. Pode-se dizer que o sistema de laje alveolar permite um projeto racionalizado, pois apresenta otimização na utilização dos materiais e promove uma rápida montagem na construção, o que beneficia diretamente o contratante [3].

Esses elementos constituem uma parcela importante da produção nas fábricas de elementos pré-fabricados, sendo que a estimativa mundial é de 150 milhões de metros cúbicos por ano [4]. Dessa forma, é de extrema importância um projeto otimizado que reduza, dentro dos limites de segurança, o consumo de materiais.

O projeto de lajes alveolares requer, além do cuidado na fase de projeto, da concretagem, transporte e montagem, um rigoroso controle de qualidade dimensional das peças, uma vez que este tipo de elemento não apresenta armadura passiva para o estado limite último ou armadura para o esforço cortante.

Os cuidados mencionados se referem, principalmente, à capacidade de se prescrever, através de equacionamento, o comportamento adequado para a peça, conforme sua função.

Os principais modos de ruptura de lajes alveolares são: falha por perda de ancoragem; falha por tensões de cisalhamento superiores à tensão de tração do concreto na nervura; falha combinada de cisalhamento, flexão e escorregamento da armadura ativa; falha combinada por torção e cisalhamento; falha por flexão com possibilidade de escorregamento da armadura ativa junto ao apoio; e, finalmente, falha por interação dos mecanismos de flexão e de cisalhamento que podem ocorrer em peças com pequenos vãos e elevados carregamentos. Dessa forma, existe um grande número de possibilidades para a ruptura de uma laje alveolar e, de acordo com a literatura técnica, o principal alvo da pesquisa é a avaliação da resistência à tração do concreto, pois a laje alveolar é desprovida de armadura para o esforço cortante. Além disso, existem outros fatores que contribuem diretamente para sua resistência ao corte, sendo eles a forma geométrica dos alvéolos, a dosagem do concreto e o processo de produção – extrusão ou forma deslizante [2].

O processo de cálculo de lajes alveolares frequentemente leva em consideração a presença da capa de concreto, com espessura média em torno de 5,0 cm, formando uma seção composta. Essa consideração contribui para incremento da capacidade resistente à flexão e ao cisalhamento. Entretanto, essa consideração está diretamente ligada à rugosidade da laje alveolar e depende dessa para absorver efetivamente os esforços e, dessa forma, formar um par com a laje alveolar.

As dimensões das lajes alveolares são diferentes nos vários países onde ela é utilizada, sendo que a principal diferença reside na sua espessura. No Brasil é comum a utilização de lajes com espessuras variando entre 15 e 30 cm, enquanto nos EUA as espessuras usuais oscilam entre 26,5 e 50 cm. Pode-se ver a grande diferença de espessura entre os dois modelos de laje vistos e os principais motivos para essa diferença se baseiam no tipo de ação externa existente (em países com abalos sísmicos) e pela alta exigência de projetos arquitetônicos.

O objetivo desta pesquisa foi avaliar, experimentalmente, a capacidade resistente de lajes alveolares submetidos à flexão e ao cisalhamento em ensaios padronizados em normas europeias [1], [3]. Os modelos experimentais foram comparados entre si de modo a fornecer dados referentes ao comportamento de lajes

um ponto mais fraco, sendo esse no centro da laje. Assim, mesmo com 4 alvéolos preenchidos, a nervura central ficou igual ao caso com 2 alvéolos. Dessa forma, novos estudos estão sendo realizados pelo NETPRE para melhor compreender estes efeitos e o que se pode dizer até o momento é que os resultados dos ensaios demonstraram que a resistência não aumentou proporcionalmente com o aumento da seção de concreto, através do preenchimento de alvéolos, no caso das lajes sem capa.

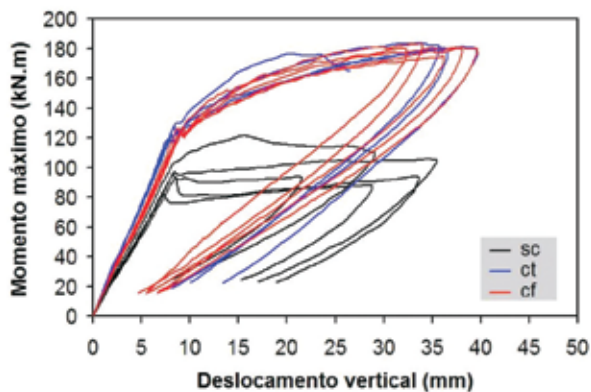
4.2 ENSAIOS DE FLEXÃO

Nas Figuras 7, "a", "b", "c" e "d" são apresentadas comparações entre os resultados experimentais dos diversos grupos ensaiados

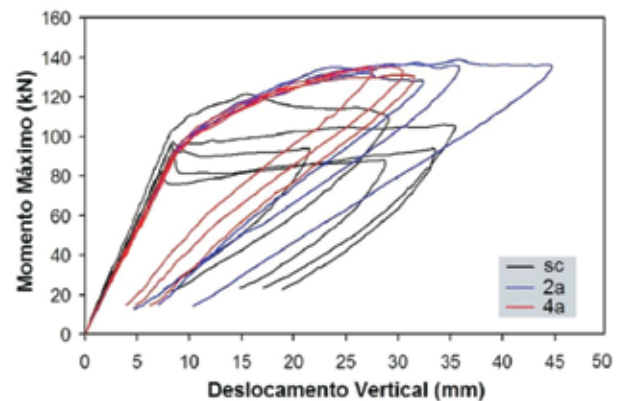
para os valores de momento máximo versus deslocamento vertical ente as tipologias ensaiadas, com 3 e 6 metros de vão, respectivamente.

De acordo com a Figura 7 a, a presença da fibra metálica forneceu um comportamento semelhante ao modelo com tela soldada, o que reforça a idéia da substituição da armadura de tela soldada por fibras metálicas incorporadas a matriz de concreto. Na Figura 7 "b" nota-se que as lajes sem capa com 3 metros romperam devido a interação entre o momento fletor e o cisalhamento, já as lajes com preenchimento dos alvéolos tiveram o comportamento esperado de sofrer a influência apenas do momento fletor. Conforme a Figura 7, nota-se claramente a influência da presença da capa estrutural no comportamento do modelo, onde ocorre o aumento do momento

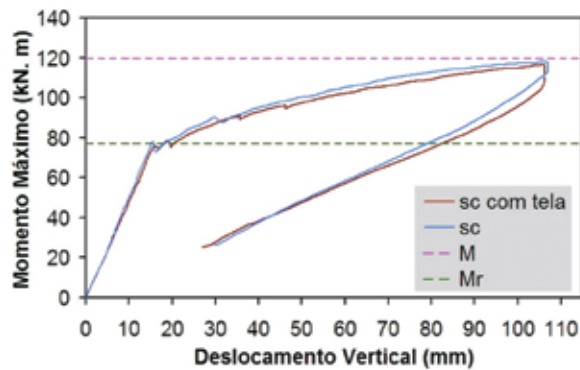
Figura 7 "a", "b", "c" e "d" – Comparação entre os valores experimentais dos ensaios feitos com lajes de 3 e 6 metros de vão, com e sem capa e com e sem alvéolos preenchidos



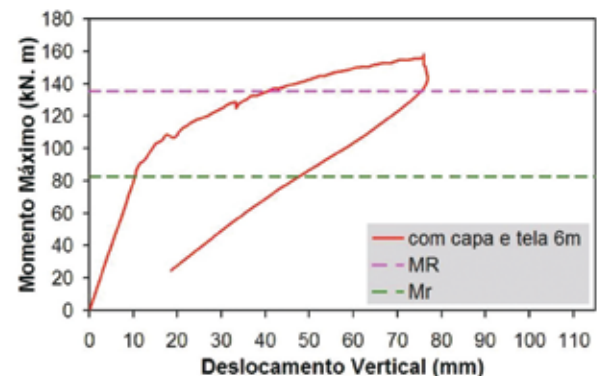
a – Comparação entre lajes sem capa, com capa e tela e com capa e fibras – vão de 3 metros



b – Comparação entre lajes sem capa e preenchimento de 2 e 4 alvéolos – vão de 3 metros



c – Comparação entre lajes sem capa e sem capa com tela – vão de 6 metros



d – Média das lajes com capa e tela para vão de 6 metros

Tabela 3 – Comparação entre valores teóricos e ensaios, para Resistência à Flexão

Descrição	M_r kN.m	$M_{r,exp}$ kN.m	M_R kN.m	M_U kN.m
Sem capa (3 m)	89,5	98,0	132,0	100 (120)*
Sem capa (6 m)	77,0	78,0	119,5	120
S/Capa 2 alvéolos (3 m)	89,5	100,00	132,0	140
S/Capa 4 alvéolos (3 m)	89,5	100,00	132,0	138
Com capa e tela (3 m)	101,2	119,0	172,2	180
Com capa e fibras (3 m)	101,2	119,0	172,2	180
Com capa (6 m)	82,5	86,0	153,5	155

Onde:

M_r = momento de fissuração teórico, já descontado o momento devido ao peso próprio.

$M_{r,exp}$ = momento de fissuração obtido experimentalmente.

M_R = momento resistente, sem coeficientes de ponderação dos materiais, já descontado o peso próprio;

M_U = momento último obtido experimentalmente.

(120)* = Este valor foi obtido para apenas uma das 5 lajes sem capa (3 metros), sendo que as 4 lajes restantes apresentaram valores da ordem de 100 kN.m.

de inércia pela ação de seção composta “laje + capa”. Contudo, para garantir o comportamento de seção composta, a face superior da laje deve ser rugosa para permitir a aderência do concreto moldado in loco. Isso se verifica pelos valores comparativos da Tabela 3.

De acordo com os resultados na Tabela 3, a maioria dos resultados experimentais se mostrou acima dos valores teóricos, exceto para os ensaios realizados nas lajes sem capa com 3 metros de vão. Por isso, foram realizados novos ensaios com vãos de 6 metros. Já no caso das lajes sem capa (3 metros) e com os alvéolos preenchidos, onde houve um aumento na resistência ao cisalhamento, os momentos últimos experimentais foram superiores aos valores teóricos. Para o cálculo da laje com capa estrutural foi comprovado que a seção pode ser considerada trabalhando como composta.

5. Considerações finais e conclusões

Através do estudo desenvolvido pelo NETPre (UFSCar) em parceria tecnológica com a ABCIC, com a colaboração da Cassol Pré-Fabricados, verificou-se que o procedimento

para ensaio de cisalhamento em lajes alveolares recomendado pela EN-1168:2005 pode ser reproduzido em fábricas de pré-fabricados no Brasil. No caso do cisalhamento é importante lembrar que o ensaio estudado procura simular a ruptura de cisalhamento em uma região onde as tensões decorrentes da flexão influenciam a resistência final (resistência ao cisalhamento em zona de flexão).

No ensaio à flexão observou-se que o comportamento na ruptura das peças de 6 m de vão ocorreu de acordo com os princípios da teoria de flexão e com um valor de momento máximo de ensaio maior, porém próximo do valor teórico. Nas peças com vão de 3 m a ruptura ocorreu com combinação de mecanismos de flexão e de cisalhamento, cujo cálculo teórico para este caso não está previsto nas normas e deverá ser motivo de estudos futuros. Por outro lado, para os modelos com 3 m e alvéolos preenchidos ensaiados à flexão o momento último de ensaio e o momento calculado foram próximos, ocorrendo uma fissuração típica de flexão (fissuras verticais), pois nestes casos as tensões de cisalhamento atuantes são de baixa intensidade devido preenchimento dos alvéolos.

Além de validar o sistema de ensaio e atestar a conformidade do produto, em re-

Figura 2 – Sistema de estrutura de reação para de ensaios de controle de qualidade em lajes alveolares (BISON Precast Concrete, Inglaterra, 2007)



rável da flexão sobre o mecanismo de resistência ao cisalhamento, o ensaio padrão recomendado ([1]; [2]) estabelece que o carregamento seja aplicado a uma distância de $2,5.h$ (h = espessura da laje) do apoio([4]; [5]). O comprimento da laje para esse ensaio deve ser 4 metros ou $15.h$, sendo utilizado o maior dos dois valores.

Para verificar a viabilidade de aplicação no Brasil dos procedimentos recomendados pelas normas européias, realizou-se um trabalho de parceria tecnológica, dentro do convênio com a ABCIC, envolvendo pesquisas de pós-graduação

no NETPRE-UFSCar e uma empresa fabricante de lajes alveolares (Cassol-PR), onde foram ensaiados ao cisalhamento e ao momento fletor 5 grupos de lajes alveolares, conforme a Tabela 1.

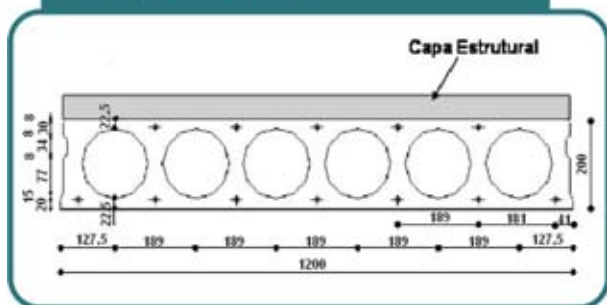
No ensaio de cisalhamento, a ruína pode ocorrer devido a dois fatores: a) ruptura por tração do concreto; b) por perda de ancoragem dos cabos. Já no ensaio à flexão, além da verificação do modelo de cálculo do momento último, pode-se obter a resistência do concreto à tração na flexão, através do momento de fissuração, e também avaliar indiretamente a tensão de protensão no aço.

Tabela 1 – Definição dos grupos ensaiados

Grupo	Descrição	Quantidade		
		A	B	C
1	Sem capa estrutural	5	5	2
2	Com capa estrutural e tela soldada	5	5	1
3	Com capa estrutural e com fibras metálicas	5	5	—
4	Sem capa estrutural e 2 alvéolos preenchidos	5	3	—
5	Sem capa estrutural e 4 alvéolos preenchidos	5	3	—
Total de lajes ensaiadas		25	21	3

A – Ensaio a força cortante com vão de 3,0 m; B – Ensaio ao momento fletor com vão de 3,0 m; C – Ensaio ao momento fletor com vão de 6,0 m.

Figura 3 – Geometria da laje estudada



3.2 GEOMETRIA, MATERIAIS E INSTRUMENTAÇÃO

As lajes foram produzidas pelo método de extrusão, sendo sua seção transversal mostrada na Figura 3, bem como da posição dos alvéolos e das cordoalhas CP 190-RB ($\phi 12,5$ mm).

Foram utilizados materiais locais para a elaboração do concreto das lajes, as quais foram moldadas através do processo de extrusão em pista de protensão. A resistência à compressão do concreto foi de 35 MPa na liberação dos cabos e 40 MPa aos 10 dias (na data de ensaio), com base no controle tecnológico. A capa estrutural, de 5,0 cm de altura (Figura 3), foi feita com tela e com fibras metálicas. Para ambos os casos, a resistência

da capa no dia do ensaio era de 33,2 MPa. Nos modelos com tela soldada utilizou-se uma malha com ϕ de 5 mm e espaçamento de 200 mm. Para os modelos em concreto com fibras, utilizou-se fibras metálicas com comprimento de 50 mm, na dosagem especificada pelo fabricante (Macaferri), com 30 kg de fibra por metro cúbico de concreto. Na instrumentação, foram utilizados 2 LVDT's posicionados um de cada lado do atuador, conforme a Figura 4. O atuador usado tem capacidade de 500 kN. A força foi aplicada a uma taxa constante de 50kN/min. [2]. Nos ensaios de cisalhamento, os modelos possuíam vão (L) igual a 4 m e nos de flexão, foram utilizados dois tipos de elementos, um com 3 m e outro com 6 m.

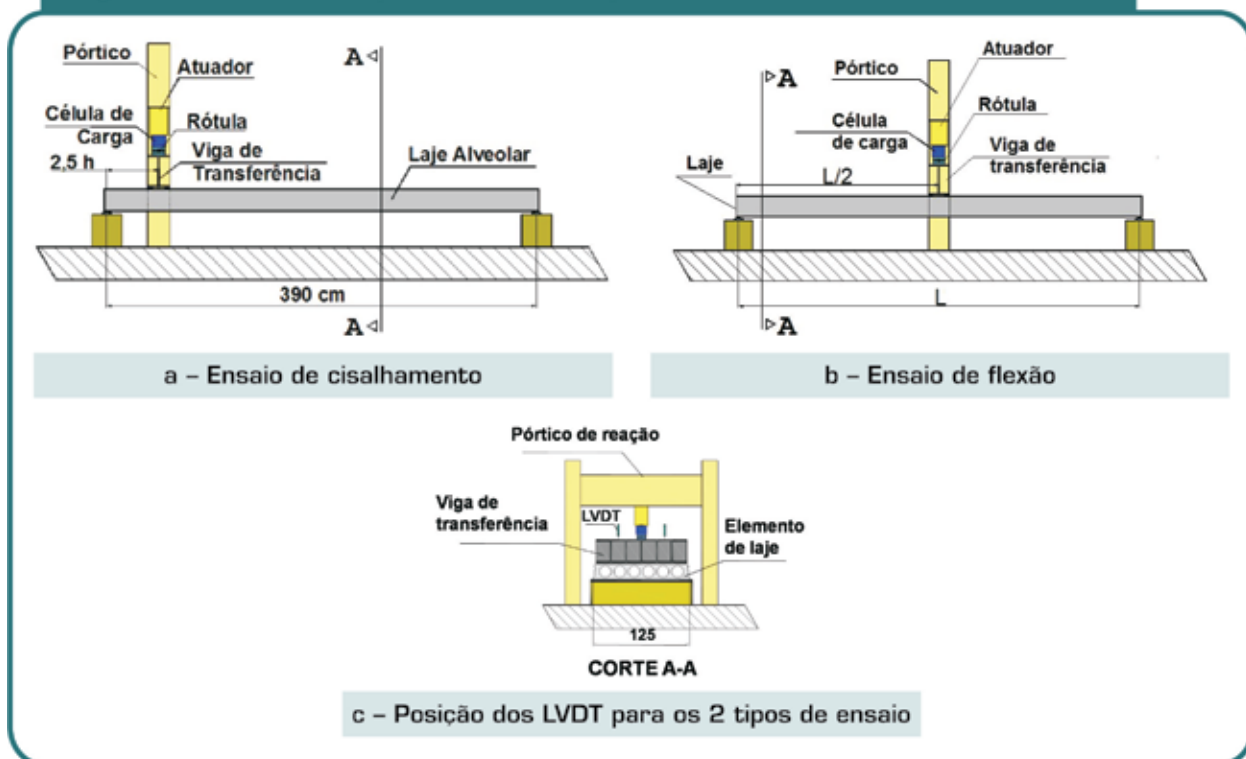
Vários quesitos preliminares são requeridos antes de iniciar os ensaios propriamente ditos. Estes dizem respeito ao controle de qualidade dos materiais que irão compor o produto acabado, bem como os processos de fabricação dos elementos.

4. Discussão e análise dos resultados

4.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO

O comportamento e a análise dos grupos lajes alveolares ensaiadas ao cisalhamento

Figura 4 – Desenho esquemático do setup dos ensaios de cisalhamento e flexão



alveolares com e sem a presença de capa e com e sem preenchimento dos alvéolos. Além disso, é apresentada uma comparação da previsão teórica da capacidade resistente, tanto para flexão quanto para força cortante, através do equacionamento proposto pela NBR 6118:2003 e a recomendação da FIB (EN 1168:2005).

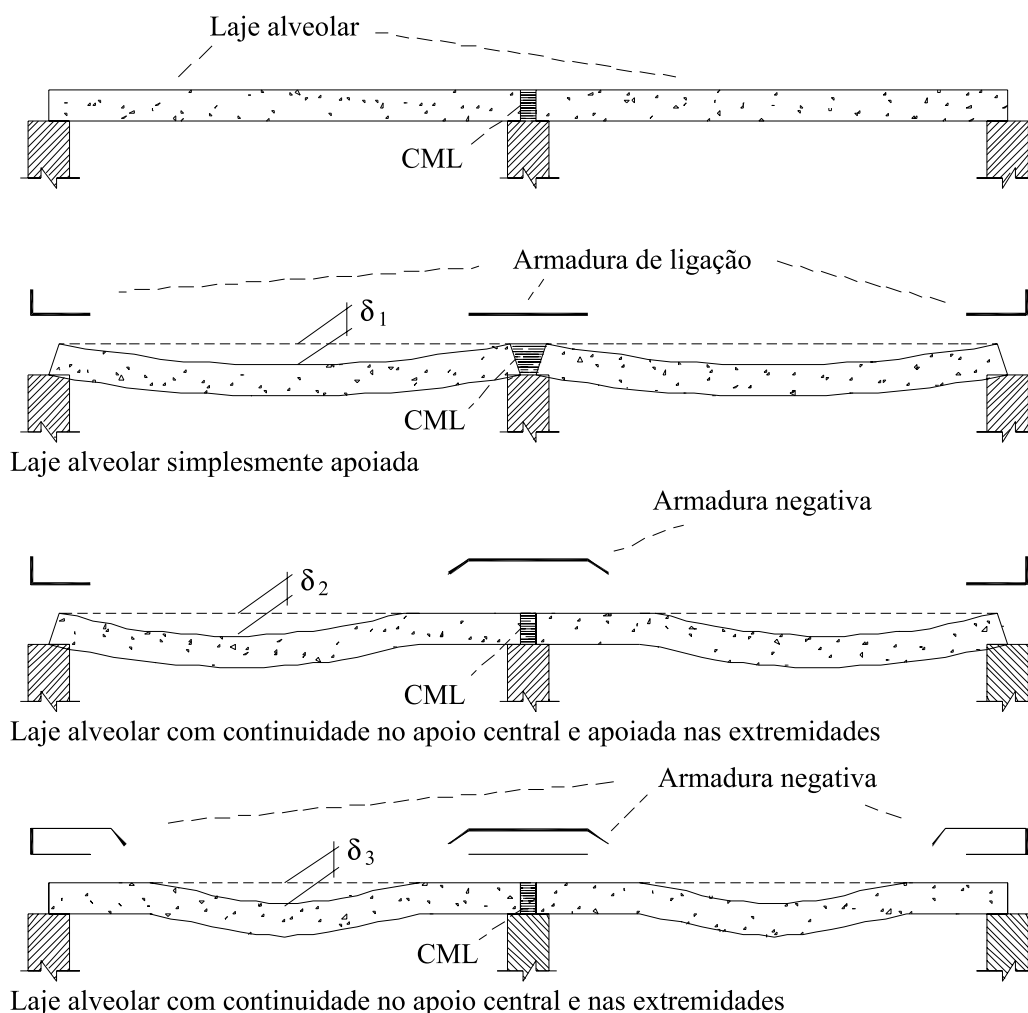
2. Modelos teóricos de cálculo

De acordo com FERREIRA et al (2007), o mecanismo de ruptura de uma laje alveolar para o esforço cortante pode ocorrer de duas formas: a primeira, quando a tensão de cisalhamento supera resistência à tração do concreto na nervura do alvéolo e a segunda, quando a tensão de cisalhamento se combina com as

tensões de tração oriundas da protensão ou da flexão da peça.

O projeto de estruturas pré-moldadas em concreto protendido depende das condições de contorno adotadas, como: a continuidade entre elementos, ações consideradas, incremento do momento de inércia pela capa de concreto, solidarização da capa de concreto com a laje de modo a formar um diafragma e outras combinações, (sismos). Existem três sistemas estruturais possíveis para lajes alveolares [3]: lajes simplesmente apoiadas; lajes contínuas no apoio central, porém livres para o giro nos apoios de extremidade; e, lajes contínuas em todos os apoios. Vale salientar que o processo de continuidade entre lajes alveolares dependerá do posicionamento e da quantidade de armadura passiva colocada para resistir ao momento fletor junto ao apoio, como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Esquemas estático possíveis para lajes alveolares (adaptado de EN 1168:2005)



Além disso, a utilização da capa estrutural na laje alveolar pode contribuir significativamente na redução de armadura protendida, quando da análise em serviço. Esse acréscimo de momento de inércia traz dois benefícios principais que são: o efeito diafragma, o qual reduz a deslocabilidade transversal da estrutura, no caso, pavimento; e incremento do momento de inércia da seção transversal da laje, o qual reduz a deformabilidade da laje. Dessa forma, cada parcela deve ser analisada independentemente. Assim, deve-se projetar a laje com suas reais condições de trabalho: com ou sem capa estrutural e com ou sem preenchimento de alvéolos [1].

Para isso, as equações 1 a 4 mostram os procedimentos de verificação da capacidade resistente ao esforço cortante para lajes alveolares segundo a norma citada:

a) Elemento de laje alveolar sem capa estrutural

$$V_{Rdf} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cpm} \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rd2} \quad (1)$$

b) Elemento de laje alveolar com capa estrutural

$$\overline{V}_{Rdf} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d' \cdot k' \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cpm} \cdot b_w \cdot d' \leq V'_{Rd2} \quad (2)$$

c) Elemento de laje alveolar sem capa estrutural e com preenchimento nos alvéolos

$$V'_{Rdf} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot b'_w \cdot d \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cpm} \cdot b_w \cdot d \leq V'_{Rd2} \quad (3)$$

d) Elemento de laje alveolar com capa estrutural e alvéolos preenchidos

$$\overline{V}'_{Rdf} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot b'_w \cdot d' \cdot k' \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cpm} \cdot b_w \cdot d' \leq V'_{Rd2} \quad (4)$$

A equação 5 mostra o procedimento da NBR 6118:2003 para verificação da capacidade resistente de cálculo de lajes alveolares. Ao contrário da EN 1168:2005 [1], a Norma Brasileira generaliza todos os casos descritos naquela norma, em uma única equação.

$$V_{Rdf} = [0,25 \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cpm}] \cdot b_w \cdot d \leq V_{Rd2} \quad (5)$$

Para a comparação os resultados experimentais como os teóricos, foram determinadas as resistências de cálculo para a força cortante e o momento fletor e, retirados os coeficientes de segurança. Dessa forma, pode-se determinar o coeficiente real de segurança (λ) existente entre o resultado experimental e o procedimento de cálculo através da Eq. 6.

$$\lambda_V = \frac{V_{m,exp.}}{V_{teórico}} \quad \text{e} \quad \lambda_M = \frac{M_{m,exp.}}{M_{teórico}} \quad (6)$$

Com relação ao momento fletor, as lajes alveolares foram dimensionadas conforme estabelecido em critério de projeto fornecido pela Empresa CASSOL, sendo que foram calculados os valores referentes ao momento de fissuração e o momento último, conforme mostrado na Tabela 3. O modelo baseou-se na NBR-6118:2003 e nos critérios clássicos do cálculo de concreto protendido.

3. Investigação experimental

Os ensaios de momento fletor possuem importância significativa para validação do procedimento de cálculo e da aplicação da protensão no elemento. Dessa forma, são necessários ensaios de controle de qualidade periódicos, segundo o volume de produção ou especificidade desses elementos, para sua aceitação durante a fabricação, sendo que a quantidade de modelos ensaiados voltados para a certificação da qualidade deve ser de uma peça de cada 3 a 6 meses [3]. Esses ensaios podem ser realizados em institutos de pesquisas ou na própria fábrica (Figura 2). Entretanto, é recomendável que estes sejam realizados em ambiente de laboratório de ensaios, utilizando condições de apoio e carregamento compatíveis com a realidade.

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A eficiência do projeto em lajes alveolares pré-moldadas de concreto pode ser avaliada por meio de ensaios com elementos de lajes visando o controle de qualidade, a verificação de projeto ou para pesquisa e desenvolvimento de novos produtos. O ensaio de cisalhamento permite, além de avaliar a resistência ao esforço cortante, avaliar, indiretamente, a resistência à tração do concreto e a ancoragem da armadura de protensão. Para se obter um efeito desfavorável

foram feitos em outro estudo [5] e, portanto, foram apresentadas de forma resumida neste trabalho. A seguir, são mostradas algumas configurações de fissuração de cisalhamento observadas durante o ensaio das peças sem capa que sofreram a interferência mais significativa de outros mecanismos tais como a flexão e a torção (Figura 5 a). Para lajes com capa e tela este efeito foi menos significativo (Figura 5b).

Na Figura 6 "a" está apresentado uma comparação dos valores experimentais de lajes sem e com capa. As lajes que utilizaram capa resistiram melhor ao cisalhamento do que as sem capa. Comparando as lajes sem capa com as de alvéolo preenchido, observou-se um aumento da resistência ao cisalhamento (Figura 6 "b").

Na tabela 2, observa-se que os resultados experimentais encontrados a partir das equações da EN-1168:2005, quando comparados com a NBR-6118:2003, no caso de lajes com capa e sem capa com preenchimento de 2 alvéolos conseguiu-se um bom resultado. O mesmo não

ocorreu com as lajes sem capa e com preenchimento de 4 alvéolos.

Devido ao arranjo utilizado para os ensaios realizados, com a carga aplicada a uma distância do apoio igual a $2,5.h$, tem-se um mecanismo de resistência ao cisalhamento em zona com possibilidade de fissuras de flexão. Sendo assim, a partir da comparação dos resultados experimentais com o modelo teórico (equações 1 a 4), verificou-se uma boa consistência com os critérios de cálculo estabelecidos pela EN-1168:2005.

No caso das lajes sem capa, os resultados experimentais foram superiores à resistência última estimada, sendo que um modelo rompeu por mecanismo combinado de cisalhamento e torção. Nos casos das lajes com capa (com tela e com fibra metálica), observou-se que os resultados experimentais foram bem superiores aos valores estimados teoricamente. Acredita-se que este fato ocorreu devido à mudança de mecanismo de ruptura por causa do aumento da altura da laje, ficando mais próximo ao me-

Figura 5 "a" e "b" – Detalhes das formas de ruína apresentadas nos ensaios de cisalhamento



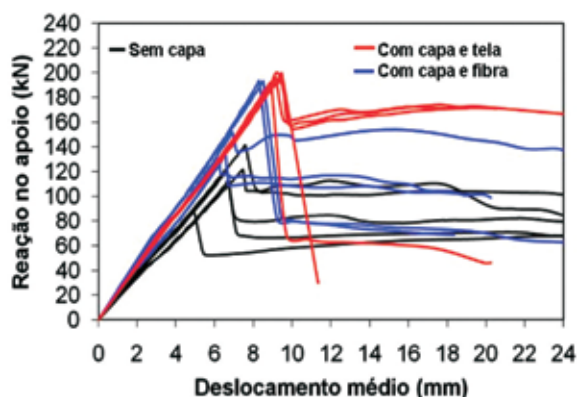
a – Fissuras em painéis sem capa



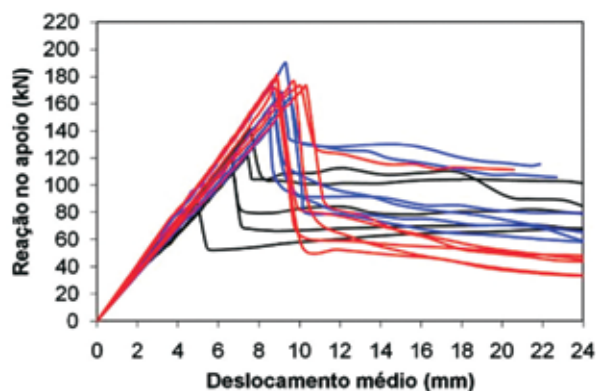
b – Fissuras em painéis com capa



Figura 6 "a" e "b" – Valores experimentais da Reação no Apoio versus Deslocamento – Ensaios de Cisalhamento



a – Reação no apoio versus deslocamento – lajes com e sem capa



b – Reação no apoio versus deslocamento – lajes sem capa, segundo número de alvéolos preenchidos

canismo de ruptura por cisalhamento puro onde a tensão principal de tração na nervura excedeu à resistência de tração do concreto. Entretanto, observa-se que, se por um lado a capacidade resistente ao cisalhamento tenha aumentado houve uma redução da ductilidade da peça.

Os resultados apresentaram uma boa aproximação para o caso do preenchimento

com 2 alvéolos [3]. Porém, não se conseguiu o mesmo resultado para o caso com 4 alvéolos preenchidos, uma vez que a resistência experimental pouco variou para as situações com 2 ou com 4 alvéolos preenchidos. Esse efeito pode estar relacionado com a disposição desses alvéolos, onde, no caso do preenchimento de 4 alvéolos, a nervura central permaneceu como

Tabela 2 – Comparação entre os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento e os valores teóricos calculados a partir da NBR-6118:2003 e FIB(2000), ($f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$)

Descrição do modelo	$V_{u,exp}$ (kN)	V_{Rk} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{S,max}$ (kN)	λ
Laje sem capa	118,01	102,9*	81,95*	58,54*	2,02*
		102,9**	81,95**	58,54**	2,02**
Laje com capa e tela metálica	160,21	113,65*	88,73*	63,38*	2,53*
		125,64**	100,72**	71,94**	2,22**
Laje com capa com fibras metálicas	197,25	113,65*	88,73*	63,38*	3,11*
		125,64**	100,72**	71,94**	2,74**
Laje sem capa com 2 alvéolos preenchidos	166,16	173,74*	137,3*	97,86*	1,70*
		153,70**	117,30**	83,79**	1,98**
Laje sem capa com 4 alvéolos preenchidos	175,18	238,87*	186,98*	133,56*	1,31*
		207,80**	155,40**	111,38**	1,57**

* Valores teóricos obtidos a partir das equações da NBR-6118:2003

**Valores teóricos com FIB(2000) baseado na EN 1168:2005

$V_{u,exp}$ – média de ruptura por cisalhamento nos ensaios; V_{Rk} – resistência característica ao cisalhamento;

V_{Rd} – resistência ao cisalhamento de projeto; $V_{S,max}$ – cisalhamento máximo de serviço; $\lambda = V_{u,exp} / V_{S,max}$

Notação

V_{Rdt} e V_{Rdf}	resistências ao cisalhamento puro e ao cisalhamento em zona de flexão da laje alveolar
\overline{V}_{Rdt} e \overline{V}_{Rdf}	resistências ao cisalhamento puro e ao cisalhamento em zona de flexão da laje alveolar com capa estrutural
V'_{Rdt} e V'_{Rdf}	resistências ao cisalhamento puro e em zona de flexão da laje alveolar com capa estrutural e alvéolos preenchidos
τ_{Sd} e τ_{Rd}	tensão de cisalhamento de projeto e resistência do concreto pré-moldado
f_{ctd} e f'_{ctd}	resistência à tração de projeto do concreto pré-moldado e do moldado in loco
b_w e b'_w	a largura total da nervura da laje alveolar e da seção composta com alvéolos preenchidos $b'_w = b_w + nb_c E_c/E_p$
A_p	seção transversal do aço protendido $k = 1.6 - d \geq 1$ e $k' = 1.6 - d' \geq 1$
$V_{Rd2} =$	$1/2v f_{cd} b_w 0.9d$ e $V'_{Rd2} = 1/2v f_{cd} b'_w 0.9d'$
$v =$	$0.7 - f_{ck}/200 \geq 0.5$
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão do concreto pré-moldado
ρ_1 e ρ'_1	armadura específica da seção alveolar pré-moldada e composta $\rho_1 = A_p/b_w d$ e $\rho'_1 = A_p/b'_w d'$
$\alpha\sigma_{cpm}$	tensão de compressão do concreto devido à força de protensão $\alpha = l_x/l_{bpd}$ $\sigma_{cpm} = P_\infty/A$
l_x	a distância da seção x a partir do final da laje
l_{bpd}	o valor de projeto do comprimento de transmissão $l_{bpd} = 1.2\beta = 1.2 \quad 70\phi \sim$ quando $f_{cj} = 30 \text{ N/mm}^2$
P_∞	a força de protensão final depois de todas as perdas
A	área da seção transversal da laje alveolar pré-moldada
S e S'	Momento de primeira ordem da seção transversal da laje alveolar e da laje composta alveolar
I e I'	Momento de segunda ordem da seção transversal da laje alveolar e da laje composta alveolar
d e d'	Altura efetiva da seção transversal da laje alveolar e da laje composta alveolar
n, b_c e h_c	Quantidade, largura e altura dos alvéolos preenchidos quando transformado em uma seção retangular equivalente
E_c/E_p	Relação entre o módulo de elasticidade do concreto moldado no local e o pré-moldado

lação às normas nacionais e internacionais e a contribuição para os projetistas envolvidos neste processo, pretende-se que este trabalho contribua com a ABCIC de forma a desenvolver uma certificação de produto (lajes alveolares), uma vez que o selo de excelência que atesta os processos das plantas de produção, incluindo avaliação de obras, já é uma realidade no setor. Além disto, os ensaios mostram que é possível avançar na modelagem de teorias de cálculo e de comportamento estrutural do elemento, cujo próximo passo será a revisão da norma brasileira de lajes alveolares.

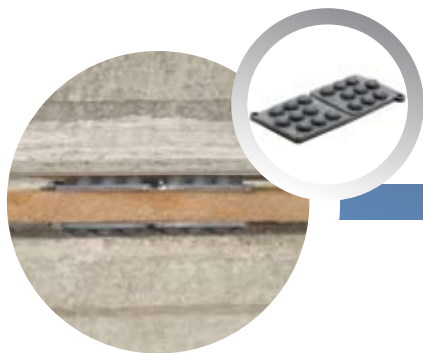
6. Agradecimentos

O grupo de pesquisa gostaria de expressar seu agradecimento a todos aqueles que colaboraram com esta pesquisa, a FAPESP pelo auxílio de pesquisa Jovem Pesquisador, a ABCIC pelo convênio de cooperação tecnológica com a UFSCar e a CASSOL Pré-Fabricados pela doação das lajes e disponibilização de equipamentos e funcionários para a realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Comité Européen de Normalisation, CEN (2005). EN 1168:2005, Precast concrete products – Hollow core slabs.Brussels.
- [02] Fédération Internationale de la Précontrainte, FIP (1992). Guide to good practice: Quality assurance of hollow core slab. London.
- [03] Fédération Internationale du Béton, FIB (CEB-FIB) (2000). Guide to good practice: Special design considerations for precast prestressed hollow core floors. Lausanne.
- [04] Tkalčić, D. , Banić D. , Zupčić M., Perić, Z.(2007) Prestressed Hollow Core Slabs – Shear Resistance Test According to HRN EN 1168:2005 FIB Symposium, Dubrovnik, 20-23 May.
- [05] FERREIRA, M. A.; FERNANDES, N. S.; CARVALHO, R. C; ORTENZI, A.; DONIAK, I. L. O.; LIVI, L. O. B. (2007). Avaliação de Desempenho da Resistência ao Cisalhamento em Lajes Alveolares Pré-Fabricadas em Concreto Protendido. Revista Concreto & Construções. IBRACON. ,2007.Out/Nov./Dez. ◆

Soluções para lajes alveolares.



APM: Utilizado como calço auxiliar da madeira para armazenar e transportar os elementos pré-fabricados. Evita manchas e pode ser reutilizado.



CPP: Garante o cobrimento e o posicionamento da ferragem, pois se encaixa no cruzamento da tela soldada. Utilizado no recapeamento das lajes alveolares.



TAN: Impede a passagem de concreto para dentro dos alvéolos. Substitui jornais, EPS e papelotes.



Consulte-nos sobre soluções completas para cobrimento de concreto e acessórios.
www.coplas.com.br - coplas@coplas.com.br - 0800 709 12 16



RECORDES DA ENGENHARIA DE CONCRETO

Linha 9 do Metrô de Barcelona: recorde com concreto reforçado com fibras de aço

Uma nova linha de metrô está em construção na cidade de Barcelona, na Espanha – a Linha 9. O túnel de 12 metros de diâmetro, 42,6 quilômetros de comprimento, numa profundidade que varia de 30 a 70 metros, caracteriza o projeto como um recorde internacional.

A solução adotada para algumas partes do túnel foi o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), usado nos segmentos pré-fabricados do túnel. Para determinar a composição mais adequada do concreto, testes foram realizados com concretos usando diferentes fibras de aço disponíveis no mercado europeu. Foram considerados nestes testes os seguintes parâmetros:

- ◆ A dosagem ótima para a vasta gama de aditivos redutores de água
- ◆ A proporção da mistura capaz de prover adequada trabalhabilidade e resistência à compressão a baixas idades
- ◆ A dureza das fibras de aço foi também avaliada para determinação da escolha

O túnel teve início em maio de 2003. Uma máquina de escavação de túnel baseada no balanço de pressão (TBM) foi usada. À medida que escava, esta máquina dispõe os segmentos pré-fabricados de concreto ao redor do túnel. São 7 segmentos, 6 deles com 1,8m e 1 com metade desse comprimento, dispostos por unidade. O trabalho é completado com a injeção de argamassa cimentícia entre os anéis pré-moldados e a superfície escavada, para garantir a uniformidade na transferência de cargas.

CRFA

A adoção do concreto reforçado com fibras objetivou o controle de fissuras nas seguintes situações:

- ◆ Os esforços de flexão na desfôrma e na secagem dos segmentos pré-fabricados
- ◆ O choque térmico do segmento quando este é retirado da câmara de cura

- ◆ O fissuramento por secagem durante o período de estocagem
- ◆ Os impactos não intencionais aplicados durante a disposição dos anéis no túnel pelo TBM

O fck especificado para o concreto foi de 40MPa, para o adequado desempenho do material durante a montagem e durante a vida de serviço da estrutura. Para um controle de fissuras durante a desfôrma e a secagem, o projeto exigiu que o concreto adquirisse a resistência de 20MPa nas primeiras horas. Isso necessitou do uso de uma cura acelerada, no período de 4 a 6 horas. Já, a abertura das fissuras foi estimada em 0,2mm, justamente para a proteção das armaduras dos efeitos de corrosão, minimizando infiltração de água na estrutura.



Manufatura dos segmentos

Os segmentos dos anéis pré-fabricados são produzidos com o lançamento do concreto em moldes de metal. Em seguida, aplica-se uma vibração no conjunto para garantir a consolidação do concreto. Depois vem o processo de cura por algumas horas, para finalmente sua desfôrma e secagem no pátio.

Para evitar a segregação do concreto e a orientação horizontal das fibras durante a vibração, o slump especificado foi de 20 a 50mm. Outros parâmetros do concreto foram: quantidade máxima de cimento de 400 kg/m³ e relação água/cimento de 0,35.

DADOS TÉCNICOS

Projeto: Universidade Politécnica da Catalunha

Construtores: Consórcios UTE Gorg, UTE Línea 9 e UTE Aeroport

Fabricante dos segmentos: Sorigué S.A.

Fibras metálicas: Wirand FF1 e Wirand FF3 (Maccaferri)

Quant. Fibras: 15.000t (até o momento: 7.000t)

Cimento: 400kg/m³

Armadura: 60kg/m³

Agregados: 5 a 14mm e 12 a 22mm

Areia: 0 a 5mm

HRWA (High-range water-reducing admixture): 4,8

Término: 2012



Paredes de concreto: velocidade na construção para atender *boom* imobiliário

O mercado imobiliário brasileiro está em franca expansão. No ano passado, o PIB da construção civil foi de 5% e, segundo o Sinduscon-SP, neste ano o aumento do produto interno bruto no setor será de 10%. Estudo da FGV Projetos aponta que, até 2010, o número de apartamentos e casas financiadas cresça mais de 50%, pulando das atuais 350 mil para 560 mil por ano.

A demanda no setor é agravada ainda pela falta de mão-de-obra especializada, o que fez com que os salários pagos tenham se apreciado muito recentemente.

Por isso, as construtoras precisam lançar mão de novos sistemas construtivos, que aliem economia de custos, rapidez de execução, utilização de pouca mão-de-obra, alta produtividade, qualidade do produto final, além de ser ecologicamente correto e possibilitar a produção em escala.

Um sistema construtivo que tem se destacado no país é o das paredes de concreto. A tecnologia consiste na execução de fundação direta (radier) em concreto, seguida do posicionamento de fôrmas moduladas, geralmente de plástico ou alumínio. O jogo de fôrmas, fácil de ser manuseado, deixa espaços para a armadura de telas soldadas, para as instalações elétrica e hidráulica e para os requadros para posterior colocação da caixilharia.

O concreto dosado em central, que pode

ter características de concreto auto-adensável, é lançado com bomba estacionária. Ao se retirar as fôrmas, as paredes já estão prontas para o acabamento. A cobertura é feita com telhas cerâmicas, apoiadas em estruturas metálicas e forro de gesso acartonado.

A Rodobens Negócios Imobiliários lançou, no final de 2007, 618 casas construídas com a tecnologia de paredes de concreto, em Várzea Grande, região metropolitana de Cuiabá, Mato Grosso. As casas foram projetadas com três dimensões: 47, 58 e 67m², com dois e três quartos.

Estima-se que sejam consumidos cerca de 14.000m³ de concreto na fabricação das paredes de concreto, num total de 4200 toneladas de cimento.

Outro empreendimento da construtora é o Garden Village, em São José do Rio Preto, São Paulo. O condomínio com 350 casas, variando de 45 a 67m², ocupa área construída de 12000m². Segundo dados da construtora, uma casa leva aproximadamente quatro dias para ser erguida, o que permite a entrega do empreendimento em nove meses.

DADOS TÉCNICOS

Fundações: concreto convencional (fck 25MPa); espessura de 8cm

Paredes: concreto autoadensável (fck 45MPa; slump 24 +2); espessura de 10cm

Produção: 1 casa a cada quatro dias ♦





**SE VOCÊ ANUNCIA EM VEÍCULOS
NÃO-FILIADOS AO IVC É ASSIM:
VOCÊ NUNCA SABE EXATAMENTE
PELO QUE ESTÁ PAGANDO.**

O IVC é o responsável pela auditoria de circulação nos principais jornais e revistas do país. É ele quem oferece informações de circulação confiáveis para seu planejamento de mídia. Não corra o risco de ter seu anúncio publicado em menos exemplares do que foi comprado. Anuncie em veículos filiados ao IVC.



INSTITUTO VERIFICADOR DE CIRCULAÇÃO
www.ivc.org.br | Tel.: (21) 2263-7791

Soluções em alvenaria para galpões e obras de edificação.



Murfor, reforço de aço para alvenaria.

Armadura especial galvanizada com a qualidade do líder mundial em aço, proporciona um melhor desempenho estrutural de alvenarias quando submetidas a esforços de tração e cisalhamento, evitando fissuras, incorporando tecnologia e aumento de produtividade.

Uma solução em alvenaria que proporciona:

- mais velocidade
- menos mão-de-obra
- qualidade e tecnologia
- redução de custos
- controle de fissuras
- produtividade



Mais qualidade e mais produtividade.



Central de Relacionamento Aços Longos
 0800 0151221
www.arcelormittal.com/br



RAPIDÍSS

É assim que atua a linha de aceleradores da Vedacit/Otto Baumgart. Vedacit Rapidíssimo em Pó, 100, 150 e 200 são indicados para concretos projetados e possuem alta tecnologia, atendendo aos mais exigentes padrões de qualidade estabelecidos pelas obras com segurança, economia e muita rapidez.

www.vedacit.com.br

VEDACIT
IMPERMEABILIZANTES

