

CONCRETO

& Construções



IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto

Ano XXXIV | N° 44
Out. • Nov. • Dez. | 2006
ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br

CBC 2006



Cobertura completa
do 48º Congresso
Brasileiro do Concreto

TECNOLOGIA



Reforço de postes
de concreto

FUNDAÇÕES



Ensino, norma
e tecnologia

**TÉCNICA E ARTE
A SERVIÇO
DA SOCIEDADE**

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

ADITIVOS



REABILITAÇÃO



JUNTAS



PERÍCIAS



ADIÇÕES



PCC
Escola Politécnica - USP



UFSC



PEF
Escola Politécnica - USP

ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



UNIP



ARMADURA



ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



JUNTE-SE A ELAS

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

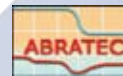
PRÉ-FABRICADOS



EQUIPAMENTOS



Equipamentos e Sistemas de Ensaio



CONTROLE TECNOLÓGICO



TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO E MATERIAS LTDA.



CONCRETA ISO 9001
TECNOLOGIA EM ENGENHARIA

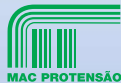


L.a.falcão bauer



EPT - ENGENHARIA E PESQUISAS TECNOLÓGICAS S.A.

CONSTRUTORAS



FÔRMAS



CIMENTO



CONCRETO



POLIMIX



GOVERNO



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
Paulo Helene

Diretor 1º Vice-Presidente
Cláudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Vice-Presidente
Eduardo Antonio Serrano

Diretor 3º Vice-Presidente
Mário William Esper

Diretor 1º Secretário
Antônio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Sônia Regina Freitas

Diretor 1º Tesoureiro
Luiz Prado Veira Jr.

Diretor 2º Tesoureiro
Laércio Amâncio de Lima

Diretor Técnico
Rubens Machado Bittencourt

Diretor de Eventos
Luiz Rodolfo Moraes Rego

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações
Ana E. P. G. A. Jacintho

Diretor de Marketing
Wagner Roberto Lopes

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Fernando Silva

Diretor de Cursos
Juan Fernando Matias Martin

Diretor de Certificação de Mão-de-obra
Julio Timerman

Assessores da Presidência
Alexandre Baumgart
Augusto Carlos de Vasconcelos
Jorge Bautlouini Neto
Martin Eugênio Sola
Ruy Ohtake

SUMÁRIO

48º Congresso Brasileiro do Concreto

Maior evento técnico nacional da construção civil

12



Fundações

As técnicas construtivas, a normalização e o ensino

28

E MAIS...

- 5 Editorial
- 6 Converse com o IBRACON
- 10 Personalidade Entrevistada. Sigmundo Golombek
- 12 União da Cadeia do Concreto para o Desenvolvimento
- 18 Premiados do Ano
- 23 Concretagem Submersa
- 26 Prêmio de Teses e Dissertações
- 28 Ensino de Fundações
- 32 Cursos IBRACON
- 36 Primeiro Colocado Ousadia
- 38 NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações
- 42 Pannel sobre Interface Estrutura-Vedação
- 44 Segundo Colocado Ousadia
- 46 Pontes Estaiadas
- 51 Tecnologia de aplicação de cimento
- 52 Pannel Controle Tecnológico do concreto
- 54 Terceiro Colocado Ousadia
- 56 Simpósio RAA em Estruturas de Concreto
- 60 Prêmio Talento Engenharia Estrutural
- 62 Sub-fundação de Edifício com desaprumo
- 69 Conferência Internacional sobre Concreto Estrutural
- 72 Fundações do Edifício e-Tower
- 78 Dia do Construtor
- 81 Postes de concreto armado
- 89 Simpósio Ibero-Americano sobre Betão
- 92 As Pontes do Porto
- 103 Cardington Building Frame
- 110 Acontece nas Regionais
- 112 Efeito da vibração na resistência do concreto
- 118 Efeito do Confinamento do Concreto
- 128 Recordes de Engenharia em Concreto

REVISTA CONCRETO e 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@ellementtoarte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO

Valesca Lopes
valesca@ibracon.org.br

Gráfica: Ipsis Gráfica e Editora

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

Copyright 2006 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.

COMITÊ EDITORIAL

Ana E. P. G. A. Jacintho, UNICAMP, Brasil
Antonio Figueiredo, PCC-EPUSP, Brasil
Fernando Branco, IST, Portugal
Hugo Corres Peiretti, FHECOR, Espanha
Paulo Helene, IBRACON, Brasil
Paulo Monteiro, UC BERKELEY, USA
Pedro Castro, CINVESTAV, México
Raul Husni, UBA, Argentina
Rubens Bittencourt, PEF-EPUSP, Brasil
Ruy Ohtake, ARQUITETURA, Brasil
Túlio Bittencourt, PEF-EPUSP, Brasil
Vitervo O'Reilly, MICONS, Cuba

IBRACON

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



Foto Capa: Fase de execução do Estádio João Havelange

Crédito: CCI Engenharia/Racional



Atitudes éticas e os institutos

Segundo o estatuto, recém e unanimemente aprovado na Assembléia Geral, ocorrida no Rio de Janeiro durante o 48º CBC2006, no capítulo I, artigo 1º, o IBRACON é denominado "uma organização tecno-científica de defesa e valorização da engenharia, de âmbito nacional, de caráter associativo, de duração ilimitada, com personalidade jurídica própria e sem fins econômicos".

Como fica claro, trata-se de uma Instituição sem fins lucrativos, mantida e gerida por seus associados que são voluntários e defendem a nobre missão do Instituto de "criar, divulgar e defender o correto conhecimento sobre materiais, projeto, construção, uso e manutenção de obras de concreto, desenvolvendo o seu mercado, articulando seus agentes e agindo em benefício dos consumidores e da sociedade em harmonia com o meio ambiente".

O estatuto também prevê, em seu capítulo IX, artigos 47 a 50, o funcionamento dos Comitês Técnicos que reúnem grupos de profissionais para, voluntariamente, redigir textos de interesse do setor.

Um dos mais importantes CTs é o Comitê Técnico de "Concreto Estrutural" presidido pelos Eng. José Zamarion e Prof. Fernando Stucchi e do qual participam em destaque, o Prof. Ricardo França, o Dr. Laranjeiras, o Prof. Graziano, o Prof. Túlio Bittencourt, o Eng. Augusto Vasconcelos e muitos outros associados, inclusive este presidente.

O fruto do trabalho desse CT pode ser apreciado na Prática Recomendada nº 1 "Estruturas de Edifício Nível 1. Estrutura de Pequeno Porte" e na nº 2 "Comentários Técnicos NBR 6118 / NB-1", além do trabalho permanente desse CT de revisão do texto da NBR 6118.

Após inúmeras horas voluntárias de trabalho durante os últimos cinco anos, esses abnegados profissionais acabam de elaborar mais um documento importante e de muito interesse para o setor. Trata-se de um texto original dedicado a esclarecer através de vários, oportunos e inteligentes exemplos, como deve ser o correto uso das recomendações constantes do procedimento de projeto de estruturas de concreto presente na NBR 6118.

Imediata e generosamente doaram esse texto ao IBRACON para publicação que, com a sua venda, transformará esse documento em mais uma importante fonte de recursos nobres de manutenção do Instituto, consoante com seus objetivos e missão.

A Diretoria do IBRACON mandou diagramar o texto e iniciou a busca de um patrocinador para viabilizar mais essa publicação a preços acessíveis ao meio e, principalmente, ao associado.

Para não atrasar o processo, disponibilizou esse texto (cerca de 250 páginas) na website do Instituto, em versão PDF, com restrições a cópias e impressão. O objetivo foi viabilizar a consulta pública, democrática e imediata do documento na íntegra enquanto se dá andamento aos trâmites de edição e impressão que sempre demoram um pouco mais do que se gostaria.

Infelizmente, não se sabe porquê, um profissional do setor, utilizando recursos indevidos da informática de sabotagem, conseguiu copiar o referido texto e ainda não satisfeito, distribuiu o mesmo em versão PDF através

das duas mais importantes redes de projetistas e consultores de estruturas de concreto do país.

Diante de tamanha e desnecessária façanha, pois o texto estava disponibilizado para consulta gratuita, vale uma reflexão: "Como esse texto existiria se não existisse o IBRACON, se não existisse o ambiente e a credibilidade para o comitê técnico, se não fosse a generosidade dos membros voluntários desse CT, se não fosse a confiança desses profissionais autores na missão do IBRACON, se não fosse o desprendimento do Instituto em disponibilizar esse texto para consulta provisória na website, se não existisse a website, se não houvesse credibilidade nas publicações do Instituto, **enfim, se não estivéssemos unidos e organizados há 34 anos para a promoção voluntária e ética do concreto e da engenharia?**"

Será que esse colega pensou no mal que estava fazendo ao agir dessa forma inconseqüente? Será que ele achou equivocadamente que estava fazendo um favor aos demais colegas ao distribuir um texto que ele não ajudou a produzir? Será que ele abusou do fato desse texto ter autores generosos que não vão processá-lo por cópia e veiculação não autorizada de direitos autorais? Será que ele desconsiderou que esse texto equivale a um projeto, a um relatório de consultoria ou um livro, e que esse "projeto, relatório ou livro" poderia ter sido dele mesmo? Será que ele gostaria de ver um documento profissional por ele produzido ser distribuído sem sua autorização? Será que ele desconsiderou que uma associação de voluntários como o IBRACON, sem fins lucrativos, precisa sobreviver de fontes éticas e nobres como essa, para poder continuar atuando em benefício e interesse do próprio setor?

Tenho certeza de que uma boa reflexão fará com que esse colega reveja sua atitude equivocada de "querer levar vantagem". Convido-o a canalizar sua capacidade e energia para ajudar o IBRACON e outras entidades reconhecidas do setor a cumprirem suas missões de valorização da engenharia e de divulgação ética do conhecimento em benefício de todos.

Reitero meu convite a todos, inclusive a esse colega, para que adquiram esse texto, que será publicado em breve pelo IBRACON, impresso em qualidade compatível e à altura de nossa profissão. Adquiram, divulguem, façam bom uso e enobrem suas estantes com um documento oficial e que faz jus ao enorme trabalho voluntário e generoso daqueles competentes colegas.

A comunidade do concreto que tão bem o IBRACON representa, tem certeza de que esse fato será superado pela ação profícua e firme da maioria absoluta de profissionais que valoriza e dignifica o setor.

Juntos chegaremos mais longe...

PAULO HELENE
Diretor Presidente do IBRACON
paulo.helene@poli.usp.br

Converse com o IBRACON

Postura Ética, Institutos e Associações

Caro Professor Paulo Helene,

Como estão os preparativos para o IBRACON no Rio de Janeiro? Estou certa que, mais uma vez, o evento será um grande sucesso. Professor, sei que estás muito atarefado, porém gostaria de um favor seu. Em consulta a revista Construlink (<http://www.construlink.com>), da qual o professor faz parte do corpo científico, 3 artigos despertaram meu interesse. Como na universidade não encontrei ninguém com disponibilidade de acesso aos arquivos e no momento não posso alocar recursos para adesão à revista, resolvi solicitar sua ajuda. Lembranças, desde já muito grata.

Edna Possan – Sócia Individual.

Estimada Edna

Não posso fazer isso. Vai contra meus princípios atuais. Depois de estar Presidente do IBRACON eu sei, na pele, quanto vale uma inscrição de sócio, uma venda de stand, uma venda de uma simples publicação. A Construlink, tal como o IBRACON, para existir e para poder ajudar o meio técnico precisa vender suas assinaturas e sobreviver de fontes honestas como essa. Essas Instituições sobrevivem dignamente disso. Não posso ajudar a matá-las. Por favor, me compreendas. Tenho certeza que algum projeto da sua Universidade pode te ajudar a comprar esses artigos. Parecem muito interessantes.

Abraços de

Paulo Helene

Prezado Professor Paulo,

Certamente compreendi seu ponto de vista. Estou até envergonhada de ter lhe pedido os artigos. Perdoe-me. Ouvindo seus argumentos percebi ainda mais a importância para a revista da venda dos trabalhos nela publicados.

Por um lado, queremos a divulgação e o reconhecimento de nossos trabalhos, para tal os publicamos. Por outro lado precisamos fazer com que nossas pes-

quisas “sejam possíveis”, o que exige uma demanda financeira. Uma alternativa importante para tentar sanar essa demanda é a venda de nossas publicações. Com a venda, geramos recursos, porém travamos, em parte, a disseminação das informações que geramos. Infelizmente estamos diante de uma dualidade onde as duas posições estão corretas.

Professor é pena que, principalmente, nós estudantes, não possamos participar de todas as entidades que consideramos de importância nas linhas de pesquisa que participamos. Quiçá no futuro possamos fazer parte delas.

Destaco que na área da pesquisa, minha participação é ínfima, mas tenho certeza que um dia poderei contribuir com mais uma peça neste importante quebra-cabeça que estamos montando em favor do desenvolvimento da ciência e da tecnologia. Luto para que o trabalho de todos os pesquisadores tenha seu merecido reconhecimento e valorização.

Verei se consigo fazer com que a Universidade adquira os trabalhos e/ou assine a revista Construlink. Prometo ser mais insistente que na primeira tentativa.

Professor estou muito grata por responder minha solicitação. Tenha um ótimo domingo. Lembranças.

Edna Possan – Sócia Individual.

Querida Edna

Fiquei emocionado com a sua valiosa compreensão e as suas palavras de confiança no futuro.

Conte comigo, temos de andar de cabeça erguida com a certeza de que nossa profissão é muito valiosa e útil para o engrandecimento do país e a melhoria da qualidade de vida de seu povo.

Tenho tido experiências incríveis (de boas) e, assim que puder estar com você, te contarei de como o IBRACON tem feito uma infinidade de novos sócios com esse seu espírito corporativista (no bom sentido), otimista e generoso. Muito lindo...

Abraços de

Paulo Helene

Obs.: hoje a Edna Possan já é membro ativo do Comitê Técnico de "Estrutura de Concreto. Projeto da Vida Útil. Procedimento" do IBRACON e tem contribuído para o entendimento da questão e será em futuro breve uma co-autora da Prática Recomendada do IBRACON a ser publicada em 2007.

Prezados Diretores e Amigos

Como já é de praxe, na solenidade de abertura do IBRACON, no dia 22 de setembro de 2006, às 17h, sexta-feira, no RIOCENTRO, logo no início o mestre de cerimônias convida a todos os Diretores para subir ao palco para o HINO NACIONAL.

Faço questão desse ritual, pois não há IBRACON sem vocês. Preciso de vocês. Além disso, fica forte. O setor precisa dar-se as mãos.

Portanto, meus caríssimos Diretores e Assessores, eu os estou convidando com muito empenho para perfilarem comigo no palco, uma vez mais, o grupo que comanda as atividades executivas do IBRACON, nessa tal sexta-feira, 22/09, 17h.

Se quiserem e tiverem "saco" podem olhar e palpitar no PASSO a PASSO que seque em anexo onde aparece claramente o momento em que nós todos da Diretoria seremos chamados.

Por favor, respondam-me confirmando a presença nessa solene e importante cerimônia de abertura e premiação.

Vamos valorizar nosso prêmio, nossos premiados, nossa Instituição e nosso setor industrial. Muito obrigado.

Abraços de

Paulo Helene

Prezado Paulo Helene

Estou respondendo a este e-mail no intervalo de uma reunião do Comitê Executivo do IABSE, aqui em Budapeste.

Apesar da abertura coincidir com o início do ano novo judaico (Rosh Hashaná), além de eu estar retornando de viagem do exterior, estarei participando da abertura do evento, sentindo que é importante a presença para mostrar a unidade da Diretoria Executiva.

Abraços

Júlio Timerman

Querido Julio

Você me emociona! MUITÍSSIMO obrigado. Uma grande Diretoria só se faz com grandes profissionais como você, dispostos a doar seu tempo, seu conhecimento e sua competência para o engrandecimento do Instituto que é de todos nós.

Abraços de

Paulo Helene

PS: acho tão incrível essa sua linda postura que gostaria de torná-la pública aos demais, posso?

PATOLOGIA NO CONCRETO & PESQUISAS

Dr. Paulo Helene

O meu nome é Cláudio Aguiar. Tive a oportunidade de conhecê-lo no ENTAC 2006. Para que o Sr. possa se lembrar de mim, após sua brilhante palestra, quando o Sr. já se encontrava no hall me aproximei e lhe perguntei sobre a história dos materiais de construção apresentado na palestra e conversamos sobre patologia.

Sobre patologia, o Sr. falou a respeito de linhas de pesquisa e, como recentemente entrei no Mestrado, estou procurando alguma vertente nessa área. O meu perfil curricular é de executor de obras e, após alguns anos, retorno a academia na busca de refinar meus conhecimentos.

Após esta apresentação, se possível gostaria que me indicasse alguma vertente de pesquisa nesta área, bem como artigos sobre o assunto ou outras referências.

Sendo o que se apresenta para o momento, me coloco a disposição.

Atenciosamente,

Cláudio Aguiar

Prezado Cláudio

Na minha opinião, os dois temas mais importantes nos dias de hoje no campo da durabilidade são a corrosão de armaduras e a reação álcali-agregado. No campo da patologia, acho legal estudar a incidência desses problemas nas obras da sua região e então você teria de preparar uma metodologia de inspeção de obras para diagnosticar corrosão e reação álcali-agregado.

É bem complexo uma metodologia correta com ensaios, etc. Vale tentar.

Abraços de

Eng. Paulo Helene

Sobre a Imortalidade

Prezado Prof. Paulo Helene,

A convite do Prof. Salomon Levy, eu e meu irmão fomos convidados para participar da mesa redonda da "Semana de Engenharia" que ocorreu ontem a noite (19h) na unidade da UNINOVE da Vila Maria. O tema era sobre "Os caminhos do curso de Engenharia Civil na UNINOVE". Gostaria de transmitir os elogios/citações feitos ao Sr., pelo Prof. Dr. Salomon Levy e o Prof. Levy Von Sohsten Rezende (houveram muitos elogios/citações sobre os trabalhos desenvolvidos no IBRACON, Congressos, livros, revistas, etc.). Além disso, gostaria de citar que houve divulgação dos projetos desenvolvidos pelo IBRACON para os alunos (Concrebol, APO e Ousadia). Na oportunidade, doe na palestra duas revistas do IBRACON (Concreto) para presentear os alunos, bem como panfletos de divulgação do IBRACON.

Todo o material foi fornecido com a ajuda da Arq. Fernanda Pereira que estava ciente da importância

do evento e divulgação do IBRACON para os alunos ingressantes (1º e 2º anos). Cerca de 200 alunos participaram do evento.

Atenciosamente,

Carlos Brites – Sócio Individual

Estimado Carlos

Parabéns! Na verdade o que mais vale na vida são os amigos. E o Salomão e o Levy, são meus grandes amigos que tenho o prazer de ter há muitos anos. Obrigado pelas news.

Abraços de

Paulo Helene

Caros amigos Carlos e Alexandre Brites

Creio que este seja o segredo da imortalidade da alma, passar conhecimento para gerações futuras e poder ver nelas desabrochar e multiplicar os ideais e desejos de um mundo melhor, técnica, cultural e socialmente falando. Para continuar lutando e trabalhando cada vez mais, não pode haver estímulo maior do que ver ex-alunos trilhando o caminho do sucesso.

Muito obrigado pelo otimismo demonstrado e transmitido para as novas gerações de engenheiros e professores da UNINOVE. Muito obrigado por todo apoio oferecido até hoje pelo IBRACON.

Com certeza tentaremos divulgar cada vez mais o IBRACON e sua linha de atuação entre nossos discentes e docentes. Abração a todos.

Salomon Levy

48º CBC 2006

Prezados Colegas do IBRACON,

Em primeiro lugar gostaria de parabenizá-los pelo evento. A cada ano sentimos uma evolução na qualidade e organização.

Abraços,

Hênio Tinoco – Sócio Individual.

Prezada Arlene,

Obrigada pela sua colaboração e parabéns pela organização, o evento estava com padrão internacional!

Abraços,

Sibele Salem Nastas – Compacta Engenharia (Mantenedora)

Caro Prof. Paulo,

Durante a reunião, o senhor havia comentado sobre um material já escrito no IBRACON sobre redação de procedimentos. Caso queira me enviar para uma revisão e possível formatação de um procedimento IBRACON, estou à disposição. Ofereço, pela experiência em implantação de Sistemas de Gestão em Qualidade.

Em relação ao comitê, tenho especial interesse em auxiliar, dependendo do sumário que será estabelecido, no desenvolvimento de planos de qualidade e inspeção.

Gostaria de agradecê-lo pela oportunidade de participar da reunião de instalação do comitê bem como também parabenizá-lo por todo o evento.

Cordialmente,

Iria Doniak – Sócia Individual.

VII Seminário Desenvolvimento Sustentável

Em nome do Comitê técnico do Meio Ambiente CT MAB, gostaria de agradecer o empenho e o apoio do Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON na realização do VII Seminário Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil.

A este seminário estiveram presentes pesquisadores da Universidade de Columbia, da Universidade de Weimar da Alemanha, e de renomados núcleos de pesquisa ligados às várias universidades nacionais. Neste evento, foram discutidos temas dos mais relevantes para a sociedade brasileira como:

O Uso do Amianto Crisotila na Construção Civil, da Produção a Reciclagem; A Lei sobre a Política Estadual de Resíduos Sólidos; O Panorama e Perspectivas da Gestão de Resíduos Sólidos na Construção Civil; A Contribuição do Concreto para Sustentabilidade; A Sustentabilidade na Produção e na Aplicação de Cimento Portland; O Panorama dos agregados reciclados na Europa; A Indústria do Concreto dos Estados Unidos e o Desenvolvimento Sustentável.

Pode-se afirmar que o conhecimento gerado neste encontro possibilitará a produção de concretos com resíduos sólidos e de métodos construtivos que buscam prioritariamente a incorporação de resíduos de vários processos industriais ao cimento ou ao concreto, materiais largamente utilizados pela humanidade, chegando-se assim a estruturas cada vez mais duráveis com redução da extração de matéria prima, fomentando assim as bases para uma construção cada vez mais limpa e sustentável, permitindo ao País continuar crescendo de forma ordenada e responsável, e ainda deixando para as gerações futuras o planeta mais limpo e melhor do que o recebemos.

Contou-se também com o apoio da Escola Politécnica da USP, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas IPT, da Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental CETESB, da Associação Brasileira de Geologia e Engenharia ABGE, do Sindicato da Indústria da Construção Civil de São Paulo SindusCon-SP, da Federação das Indústrias do Estado de São Paulo FIESP, da Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP, bem como com o patrocínio de órgãos de fomento FINEP e FAPESP, além de empresas como a SAMA a HOLCIM, de sindicatos e associações Sindipedras e o Sinescon.

Atenciosamente

Prof. Salomon Mony Levy

Coordenador do Comitê Técnico para o Meio Ambiente do IBRACON – CT MAB ◆



Tecnologia de ponta
Tecnologia de ponta
Tecnologia de ponta
www.rheotec.com.br

EMPRESA
100%
NACIONAL

Rheotec

Especialista na fabricação de aditivos para concretos e argamassas, conferindo aos mesmos o incremento de suas propriedades técnicas, a Rheotec também oferece ao mercado produtos especiais para:

- » **Reparo, reforço e proteção estrutural:** Resinas epoxídicas, acrílicas, vinílicas, siliconadas e estireno-butadieno
- » **CAD:** Hiperplastificante (base policarboxilatos), dispersão estabilizada de sílica ativa
- » **Auxiliar de bombeamentos**
- » **Concretos e argamassas leves**
- » **Painéis com agregados expostos:** Inibidores superficiais de pega
- » **Reciclagem de concreto em centrais:** Inibidores de hidratação
- » **Cura química de concreto:** Agentes formadores de membrana de cura
- » **Desforma dos concretos:** Desmoldantes biodegradáveis
- » **Proteção, limpeza e manutenção de pisos cimentícios, pavers e outros:** Endurecedor de superfície, desincrustante, desengraxante, desengordurante e removedor de chicletes

A Rheotec apoiou os alunos da UFSC que venceram o concurso CONCREBOL durante o 48º Congresso Brasileiro do Ibracon



Fábrica - RJ
Tel: (021) 2773-8181

Escritório - SP
Tel: (011) 3785-2909

Sigmundo Golombek



- ◆ Formou-se engenheiro civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, em 1946.
- ◆ Foi Engenheiro da Geotécnica e Diretor da Engenharia de Fundações S.A.
- ◆ Em 1953, abriu um Escritório de Consultoria, que foi transformado na Engenheiros Consultores Associados – Consultrix S/C Ltda, em 1966. Atualmente, a Consultrix tem em seu portfólio mais de 9200 obras projetadas e acompanhadas no Mercosul, no Chile e no Peru.
- ◆ Ex-professor da Universidade Mackenzie e da Fundação para o Desenvolvimento da Engenharia (FDTE), ligada a EPUSP.
- ◆ Ex-presidente e conselheiro vitalício da Associação Brasileira de Mecânica de Solos – ABMS
- ◆ Presidente de Comissões da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT
- ◆ Conferencista em palestras, mesas redondas e cursos por todo o país, com vários trabalhos publicados.

IBRACON: Quais os motivos de sua escolha pela especialização em fundações?

Dado o fato de que fui muito bem qualificado na turma com a qual me formei, recebi diversas propostas de emprego de empresas atuantes em diferentes setores da engenharia. Nesta época, as áreas mais procuradas eram: hidráulica e materiais de construção. Mas, a área de fundações muito me interessou por ser um campo novo, no qual poucas pessoas estavam voltadas e com amplas possibilidades de fazer carreira profissional.



O desafio é sempre o de detalhar a solução imaginada para um determinado projeto.



Nos encontramos numa época em que as comunicações em todo o mundo se fazem de maneira instantânea. Existe também uma diversidade de congressos e conferências relacionados à engenharia civil e, mais especificamente, à geotecnia e à engenharia de fundações, que nos mantêm informados sobre as últimas novidades em descobertas técnicas e em tecnologia. Por outro lado, a sociedade brasileira tem necessidade desse conhecimento, requer essa atualização, o que nos motiva, a nós engenheiros, a estar sempre buscando ampliar o que sabemos.

IBRACON: Como foi fazer carreira profissional nesta área?

Primeiramente, fui funcionário da Geotécnica, trabalhando com projetos de fundações. Em seguida, fui diretor da Engenharia de Fundações, empresa executora de fundações. Com a experiência acumulada, abri, em 1953, a primeira empresa de consultoria em fundações no Brasil, trabalhando individualmente, a princípio. Como havia boa demanda nesta área, comecei a trabalhar com colaboradores e assistentes, e da sinergia surgida, resolvemos fundar, em 25 de julho de 1966, a empresa Consultrix. De lá para cá, participamos de cerca de 10 mil obras.

IBRACON: Como foi o desenvolvimento da tecnologia de fundações no Brasil?

Todos os engenheiros e empresas de fundações no país herdaram conhecimentos e tecnologias vindas do exterior, principalmente, da Itália, da Alemanha e dos Estados Unidos. Essas tecnologias foram, então, diretamente aplicadas na resolução de desafios propostos pela engenharia nacional, tais como: o Masp, prédio que ainda detém o recorde de ter o maior vão livre do Brasil; prédios muito altos, como o Cenu e o Edifício Itália; prédios com número cada vez maior de subsolos – já temos, no Brasil, prédios com oito subsolos, como o Conjunto Banco Itaú Conceição, uma de suas torres tem oito subsolos. Essas obras demandaram estudos minuciosos de projetos e de execução, que muito contribuíram para o desenvolvimento de nossa engenharia de fundações. Pode-se dizer que o desafio é sempre o de detalhar a solução imaginada para um determinado projeto.

IBRACON: Qual é o desenvolvimento tecnológico do país atualmente neste campo relativamente aos países mais avançados industrialmente?

IBRACON: Quais os tipos de fundações mais usadas hoje em dia?

São basicamente três tipos: a fundação direta, uma estrutura de concreto diretamente apoiada no terreno; a fundação por estacas, constituída de estacas fincadas no solo; e fundação por tubulões, uma espécie de poço, executado com diversas tecnologias, e cuja profundidade estende-se até que se encontre camada de solo resistente que possa suportar o peso da obra – este poço, com tais características, é então preenchido com concreto.

IBRACON: Como é o dia-a-dia dos engenheiros de fundações?

Em nosso escritório, todos os engenheiros dividem seu tempo em visitas às obras, feitas pela manhã, e em estudos de projetos, realizados à tarde. O trabalho diário em projetos pode ser resumido da seguinte forma: eles recebem do calculista de estruturas um esquema de distribuição das cargas da obra no terreno; e recebem de uma empresa de geotecnia um estudo das características do terreno escolhido para a obra. De posse desses esquemas, o consultor projeta o tipo de fundação mais adequado.

IBRACON: Qual é a importância do IBRACON no contexto da engenharia civil brasileira?

A tecnologia de concreto tem evoluído muito nos últimos anos, oferecendo ao mercado concretos com melhores características para os projetos de fundações, como com maior resistência, com maior trabalhabilidade, com maior fluidez e com um menor custo. Certos tipos de fundações, tais como a estaca escavada, a estaca hélice contínua e a estaca pré-moldada, necessitam de concretos com essas qualidades específicas para poder ser executados. O IBRACON é um dos agentes da cadeia que tem auxiliado neste desenvolvimento e em sua propagação. ♦

Cadeia do concreto reunida em defesa do desenvolvimento econômico e social

Maior evento técnico nacional da construção civil aponta as tendências futuras para o setor

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

O 48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006 aconteceu na cidade do Rio de Janeiro, de 22 a 27 de setembro de 2006. O evento reuniu cerca de 900 congressistas de todo o país e do exterior para discutir as pesquisas científicas, os temas controversos, os sistemas construtivos, e os desenvolvimentos relativos à tecnologia do concreto no Brasil e no mundo.

Neste ano, o Congresso abrigou também outros três eventos importantes para a comunidade técnica: o II Simpósio sobre a Reação Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto; o II Simpósio Ibero-Americano sobre o Concreto (2º SIABE); e a II Conferência Internacional sobre Concreto Estrutural (2ª INCOS).



Autoridades durante Solenidade de Abertura



Congressistas perfilados para o Hino Nacional

“O fato do Rio de Janeiro ter se transformado num canteiro de obras, em função da preparação para os Jogos Pan-Americanos em 2007, pesou na escolha da cidade para sediar este reconhecido e itinerante Congresso. Inclusive foi viabilizada a visita técnica, oportunidade em que os profissionais têm a chance de ver no local o desenvolvimento das estruturas de concreto”, esclareceu o Prof. Paulo Helene, coordenador geral do 48º CBC2006, na abertura do evento.

A integração maior do Congresso com a realidade da cidade do Rio de Janeiro foi alcançada também com a segunda edição do Concurso Ousadia. Os estudantes de



Orquestra de violinos do Centro Cultural Cartola abre o CBC2006



Engenheiro Antonio Carlos de Vasconcelos cumprimenta Mario Esper pelos 70 anos da ABCP

arquitetura e engenharia foram desafiados pela coordenação do concurso a projetarem uma praçarella, integrando o Maracanã à Quinta da Boa Vista, separados pela estrada de ferro. “Quando o Presidente do IBRACON nos procurou com a idéia do Concurso Ousadia, nós gostamos muito e apoiamos imediatamente a iniciativa mostrando várias opções que acabaram por conduzir ao projeto de uma praçarella, que faz parte do Plano de Reabilitação Integrada de São Cristóvão, que visa à recuperação sócio-econômica, urbanística e ambiental da região”, explicou Glayds Toledo Cabral, chefe de Gabinete da presidência da Riourbe.

O valor da engenharia nacional

O Congresso Brasileiro do Concreto foi também a ocasião para reunir a comunidade da construção em torno da valorização da engenharia nacional e da necessidade de investimento em obras de infra-estrutura, em especial, as de saneamento básico. “A expectativa de vida saiu de 35 para 65 anos, graças a três eventos: a anestesia; a penicilina; e o saneamento. Isto é, a Engenharia Civil contribuiu com um terço no esforço para a elevação da expectativa de vida no planeta”, ressaltou na solenidade de abertura o Prof. José Roberto Cardoso, diretor da Escola Politécnica da USP.

No Brasil, 55% da população não é atendida pelo serviço de esgotamento sanitário. Por outro lado, do esgoto recolhido apenas 30% é tratado, o que representa 13% do total gerado. Estes números apontam



As pessoas de engenharia de cálculo de todos os estados brasileiros estiveram presentes em nosso estande.

SERAPHIM VICTORINO DE SOUZA FILHO, DA ATEX



Participar do Congresso é de grande importância para adquirir novos conhecimentos técnicos, para encontrar nossos clientes de todo Brasil, para ter acesso aos estudantes e para aprender muito nas conversas informais nos cafés, almoços e jantares.

NÉLSON COVAS, DA TQS INFORMÁTICA



a necessidade de muito trabalho pela frente por parte da comunidade da construção brasileira. Um primeiro passo está sendo dado com o projeto de lei substitutivo do deputado federal Júlio Lopes, que objetiva estabelecer um marco regulatório para o saneamento básico. O projeto é resultado de discussões com as entidades do setor no âmbito da Comissão Especial da Câmara dos Deputados, e busca superar os impasses entre os interessados no tema para alavancar um setor parado há 20 anos.

“Com regras definidas de relacionamento entre titulares, prestadores de serviço e usuários cria-se o ambiente propício para o investimento público e privado em saneamento em nosso país. Com isso, ganha a sociedade, com a universalização do serviço; ganha o setor produtivo, pois terá oportunidades de negócios ampliadas; e novamente ganha a sociedade com a geração de empregos e a dinamização da economia”, argumentou o deputado federal Julio Lopes, também presente ao Congresso.

Foi apresentado também estudo da Fundação Getúlio Vargas, encomendado pela União Nacional dos Construtores, instituição que reúne 90 entidades representativas da cadeia da construção civil e da qual o IBRACON é signatário. O documento demonstra que se forem investidos R\$ 30 bilhões por ano nos próximos quatro anos em rodovias, geração de energia elétrica, saneamento e habitação social, o Brasil alcançará taxa de formação bruta de capital de 21,4% do PIB. “Isto representaria um aumento de 1,3% do PIB e um salto de 15 posições no IDH”, concluiu Mário William Esper, vice-presidente do IBRACON.

Centros de excelência para o desenvolvimento

Para fazer frente aos desafios, o desenvolvimento tecnológico do concreto, material mais largamente empregado na construção, e o fortalecimento das entidades de inovação tecnológica e de divulgação científica são imprescindíveis. "O Béton Canada Network tem o objetivo nobre de desenvolver pesquisas sobre o concreto, para torná-lo um material mais durável, de alta performance e que promova uma maior vida útil das estruturas. Este tipo de ação desemboca numa indústria da construção civil mais eficiente, confiável e de maior competitividade", exortou o Prof. Paulo Helene, presidente do IBRACON, em sua palestra inaugural. "Mas, essa transferência de conhecimento dos institutos para as indústrias somente é possível com investimento. No caso do Béton Canadá, houve investimentos da ordem de 1,4 milhões de dólares por ano, durante 10 anos bancado pelo sistema de fomento à pesquisa do governo canadense", completou.

Outro exemplo citado foi o do Center for Advanced Cement-based Materials (ACBM), rede de instituições de pesquisas surgida em 1989, nos Estados Unidos, e que tem até hoje o apoio permanente da National Science Foundation,

Nós participamos da FEIBRACON para marcar a presença como empresa provedora de soluções técnicas. Além do aspecto comercial, acreditamos que devemos prestigiar o evento, que tem o foco na tecnologia e pesquisa de novas aplicações de produtos à base de cimento.

**RONEY MISSIAGIA DA SILVA,
DA LAFARGE**

Temos recebido visitas de empresas de todos os ramos, incluindo o setor público. A expectativa é a de que os congressistas sejam formadores de opinião, contribuindo para nossa penetração no mercado.

**GUILHERME GALLO,
DA METACAULIM**

É uma oportunidade para encontrar os amigos, os concorrentes, conhecer novas técnicas e ouvir os depoimentos dos profissionais, tomando informações para melhor se posicionar com relação ao futuro.

**ROBERTO HENRIQUE TOMÁS,
DA RHEOTEC**

fazer um balanço das discussões e propostas surgidas no II Simpósio RAA 2006, o coordenador do

órgão máximo americano de fomento à pesquisa e desenvolvimento. Desde sua fundação, o ACBM tem gerado conhecimentos sobre o comportamento do concreto, que têm sido usados pelas indústrias para o desenvolvimento de novas tecnologias construtivas. Apontando para a importância da pesquisa científica e do desenvolvimento tecnológico para a vida das pessoas que vivem em sociedade, a ACBM afirma em sua página na Internet: "muitos dos caminhos da vida moderna dependem do concreto – nossas casas, nossas rodovias, nossas cidades e os sistemas de suporte subterrâneos são todas estruturas feitas com este material. Nossa missão é desenvolver um dos mais vitais materiais de construção criado pelo homem".

O IBRACON participa desse esforço conjunto da comunidade técnica internacional para o desenvolvimento da engenharia de concreto. Através de seus diversos Comitês Científicos, dos Congressos Brasileiros do Concreto, de simpósios, reuniões e outros eventos, os membros da entidade discutem os problemas surgidos no dia-a-dia da prática da engenharia e propõem a normalização dos diversos segmentos que compõem a cadeia produtiva do concreto, contribuindo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Ao



Prof. Paulo Helene profere a palestra inaugural



Conversas informais na FEIBRACON



Vedacit comemora seus 70 anos na FEIBRACON

simpósio, engenheiro Selmo Kuperman ressaltou "que existe a perspectiva de que o intercâmbio de idéias sirva de subsídio para a elaboração do 'Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para o uso de agregados em concreto', documento normativo discutido no âmbito da ABNT e que estará pronto para ser votado no começo de 2007".

Durante os dias de realização do 48º Congresso Brasileiro do Concreto, seus participantes tiveram a oportunidade de conhecer as pesquisas realizadas nas instituições de pesquisa dos diversos estados brasileiros e de outros 11 países estrangeiros. Foram 120 apresentações orais e mais de 130 apresentações em sessões pôsteres. Dois Painéis de Temas Controversos "Controle da resistência à compressão do concreto: como controlar, por que controlar e para quem interessam os resultados" e "Interface estrutura-vedações: fissuração e ruptura de revestimentos e paredes – verdades e mitos", nos

Estamos comemorando nossos 70 anos no Congresso Brasileiro do Concreto, porque acreditamos na importância do evento e do Instituto desde sua fundação, em 1972.

ALEXANDRE BAUMGART,
DA VEDACIT



Movimentação na FEIBRACON

quais representantes de diferentes segmentos da cadeia construtiva expuseram seus pontos de vista e debateram com os participantes. E mais cinco conferências com personalidades brasileiras e estrangeiras especialmente convidadas para falar sobre suas pesquisas na área do concreto, além de um dia dedicado exclusivamente aos construtores e suas obras.

A importância de participar da feira está na visibilidade: a cada ano ampliamos nossas vendas, principalmente no segmento concreto e universitário.

MARCELO HENRIQUES,
DA GRACE

FEIBRACON

Desde sua fundação em 1972 o IBRACON promove uma forte interação entre os diversos integrantes da cadeia do concreto e mais uma vez a indústria e o setor de serviços compareceu em peso, mostrando a força do setor. A Feira Brasileira das Construções em Concreto

– FEIBRACON, contou com 70 estandes de expositores dos diversos segmentos que compõem a cadeia produtiva do concreto: concreteiras; cimenteiras; produtos químicos para concreto; siderúrgicas; setor elétrico; laboratórios de controle tecnológico; escritórios de projetos; máquinas e instrumentos para a construção civil; construtoras; fôrmas; dentre outros.

Alguns dos expositores tiveram também a oportunidade de apresentar palestras técnico-comerciais. Fugindo um pouco do formato tradicional, a Belgo, associado mantenedor do IBRACON, trouxe para o Congresso o consultor de marketing Max Gehringer, que causou sensação entre os presentes com sua palestra sobre as mudanças provocadas pelo avanço da tecnologia e seu alerta de que as empresas precisam estar atentas a elas para poderem continuar competitivas. Por toda feira, nos dias subseqüentes, ouviam-se os congressistas comentarem a palestra e usarem os conceitos trazidos por ela em novos contextos.



Apresentação de escola de samba no Jantar de Confraternização

Nos estandes, as empresas puderam fazer demonstrações de seus serviços e produtos, trocar idéias sobre o mercado da construção civil brasileira e marcar a presença de sua marca frente aos concorrentes, aos fornecedores e aos consumidores.

No dia 23, o engenheiro José Vanderlei

de Abreu apresentou uma solução em cimento oferecida pela Holcim, também mantenedora do Instituto: o uso de microcimentos em reparos de pavimentos, trabalho técnico desenvolvido em parceria com o engenheiro Paulo Fernando, da Concremat.♦

APROVAÇÃO DO NOVO ESTATUTO

No dia 25 de setembro, a Assembléia Geral Ordinária do IBRACON reuniu-se e aprovou por unanimidade seu novo Estatuto Social.

O Instituto Brasileiro do Concreto vem ampliando e modernizando suas atividades durante seus 34 anos de existência, colocando-se sempre à frente dos desafios que têm sido impostos à cadeia produtiva, consumidora e formativa do concreto e ao setor da construção civil.

Para assegurar suas conquistas e refletir o dinamismo de atuação da entidade, o Conselho Diretor revisou e aprovou uma nova versão do seu Estatuto Social. Essa modernização foi criteriosamente realizada com vistas a preservar os princípios básicos semeados por seus fundadores, a incorporar práticas consagradas e a corrigir aspectos imprecisos.

O novo Estatuto foi amplamente divulgado, com um link no site do Instituto, a publicação integral do texto na edição 43 da revista CONCRETO & Construções, distribuída para 5000 profissionais, incluindo todos os associados ao IBRACON, e a disponibilização do documento para consulta na sede da entidade.

No decorrer da realização do CBC 2006, foi passada uma lista entre os associados presentes para que ratificassem o novo Estatuto, no caso de concordarem com seus termos. Uma advogada esteve presente no evento para esclarecer as dúvidas dos sócios quanto às modificações. Resultado desse esforço organizado foi a aprovação unânime do novo texto que ora rege os passos firmes do Instituto.



49º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2007



**De 31 de Agosto a 5 de Setembro de 2007
Bento Gonçalves – Rio Grande do Sul**

A Diretoria do IBRACON e a Comissão Organizadora têm o prazer de convidá-lo para participar do **49º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2007**.

Venha apreciar mais uma edição deste que se tornou o maior e melhor evento técnico-científico da Construção Civil no Brasil, desfrutando de tudo o que a Serra Gaúcha tem a oferecer.

Apresentação de trabalhos técnicos

Painéis Controversos

Conferencistas internacionais

FEIBRACON – 49ª Feira Brasileira das Construções em Concreto

Concursos para estudantes de Arquitetura e Engenharia

Envie seu resumo até 22/12/2006 através do site www.ibracon.org.br

Informações sobre estandes:

Arlene Lima – (11) 3735-0202 – arlene@ibracon.org.br

Sucesso Concreto!

Para garantir a qualidade do concreto de sua obra acesse www.abesc.org.br e contate uma associada ABESC.



ABESC disponibiliza conteúdos sobre concreto dosado em central, em diversos formatos. Conheça todos nossos produtos.

Acompanhe as novas tecnologias, acesse as informações, solicite os produtos.

www.abesc.org.br



Premiação dos Profissionais de Destaque do Ano de 2006

Homenagem aos profissionais brasileiros que mais contribuíram para o desenvolvimento da engenharia nacional em 2006

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

Durante a solenidade de abertura do 48º Congresso Brasileiro do Concreto - CBC 2006 foram homenageados os profissionais brasileiros que se destacaram em 2006 por suas atividades em favor do desenvolvimento da arquitetura e da engenharia nacionais.

A escolha dos profissionais premiados ocorre de forma absolutamente participativa. Cada sócio do IBRACON é convidado, por meio de carta enviada para este fim, a indicar os engenheiros civis, arquitetos e técnicos que, por suas descobertas e realizações no ano vigente, mais contribuíram para melhorar o conhecimento técnico e científico e as práticas de construção nas diversas categorias indicadas. Este ano, a coordenação deste trabalho ficou a cargo do Diretor Regional do IBRACON em Curitiba, Prof. César Henrique Daher.

“Associo-me aos demais colegas no reconhecimento da justa e merecida homenagem que o IBRACON presta ao colega Nelson Covas, ao conceder-lhe o Prêmio Emílio Baumgart - destaque na Engenharia de Estruturas 2006”, expôs o engenheiro Antonio Laranjeiras em comunicado enviado para a Comunidade TQS.

Os profissionais indicados são, posteriormente, submetidos à votação colegiada, por maioria simples, formada pelos 30 membros Conselho Diretor do IBRACON e pelos 21 Diretores do Instituto, que define os premiados do ano, tendo em vista os seguintes critérios:

- ◆ Todo premiado deve ser sócio do IBRACON;
- ◆ O perfil do premiado deve condizer no exercício profissional com o perfil da personalidade que deu nome ao Prêmio a que se refere.
- ◆ Todo premiado deve ter efetiva contribuição científica e técnica ao meio e à sociedade.

“Os méritos de Nelson são muitos e diversificados, indo desde sua elevada competência técnica, sua inquietação permanente pelo aprimoramento profissional, sua incontestável liderança, sua cordial personalidade, seu fino trato com todos os colegas, à sua retidão de caráter e pregação constante dos bons princípios morais”, concluiu Laranjeiras.

A seguir, a lista dos indicados e dos agraciados em 2006.

PRÊMIO GILBERTO MOLINARI

Atribuído ao destaque do ano em reconhecimento aos serviços prestados ao IBRACON. Prêmio instituído em 1978.



Engenheiro José Zamarion recebe Prêmio das mãos do Diretor do IBRACON, Wagner Lopes

Indicados 2006

- Claudio Sbrighi Neto;
- Eduardo Serrano;
- Fernando Rebouças Stucchi;
- José Zamarion Ferreira Diniz;
- Lidia Shehata;
- Luiz Prado Vieira Júnior;
- Paulo Helene;
- Túlio Bittencourt;
- Vahan Agopyan.

Premiado

José Zamarion Ferreira Diniz

- ◆ Formado em engenharia civil pela Universidade Federal de Minas Gerais, em 1956;
- ◆ Diretor Presidente do IBRACON nos biênios 1993-1995 e 1995-1997;
- ◆ Membro de várias comissões de Normas Brasileiras da Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- ◆ Sócio Diretor da Zamarion e Millen Consultores S/S Ltda

PRÊMIO ARY FREDERICO TORRES

Atribuído ao destaque do ano em tecnologia do concreto. Prêmio instituído em 1978.



Engenheiro Geraldo Isaia recebe Prêmio do barrageiro e Diretor do IBRACON, Eng. Luiz Prado

Indicados 2006

- Arcindo Vaquero y Mayor;
- Geraldo Cechella Isaia;
- Osvaldo Cascudo;
- Rubens Curti.

Premiado

Geraldo Cechella Isaia

- ◆ Formou-se em engenharia civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em 1965;
- ◆ Foi engenheiro do Escritório Técnico de Obras para a Construção do Campus da Universidade Federal de Santa Maria, entre 1966 e 1982;
- ◆ É professor do Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da UFSM;

PRÊMIO EMÍLIO BAUMGART

Atribuído ao destaque do ano em engenharia estrutural. Prêmio instituído em 1978.



Diretor do IBRACON, calculista Julio Timerman cumprimenta o engenheiro Nelson Covas

Indicados 2006

- Abram Belk;
- Bruno Contarini;
- Gino Schévano;
- Jaime Mason;
- Justino Vieira;
- Marcello da Cunha Moraes;
- Nelson Covas;
- Sérgio Otoch;
- Sérgio Vieira da Silva;
- Shido Ogura;
- Valdir Cruz.

Premiado

Nelson Covas

- ◆ Engenheiro Civil formado pela Escola Politécnica da USP em 1970;
- ◆ Atuou em empresas de consultoria e construção, tais como: MAUBERTEC, PROMON, INTERTEC e MITODO;
- ◆ É Diretor da TQS Informática Ltda

PRÊMIO FRANCISCO DE ASSIS BASÍLIO

Atribuído ao destaque do ano em engenharia na região do 48º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2006. Prêmio instituído em 1988.



José Carlos de Miranda Farias, diretor da EPE, faz entrega de Prêmio para o arquiteto Paulo Amaro

Indicados 2006

- Eduardo Daneman;
- Jaime Mason;
- José Luiz Cardoso;
- Justino Vieira;
- Lídia Shehata;
- Paulo Roberto Amaro;
- Ronaldo Batista.

Premiado

Paulo Roberto Amaro

- ◆ Arquiteto formado pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, em 1970;
- ◆ Assumiu a chefia da área técnica das obras de construção da Usina Hidrelétrica Tucuruí, chegando a assumir o cargo de Chefe do Departamento de Projetos da Eletronorte, onde trabalhou por 17 anos;

PRÊMIO LIBERATO BERNARDO

Atribuído ao destaque do ano como tecnologista em laboratório de Concreto. Prêmio instituído em 1989.



Técnico Antonio Luis de Lima recebe cumprimentos do engenheiro Humberto Gama, Diretor Regional do IBRACON

Indicados 2006

- Antonio Luis de Lima.
- Eurípedes Martins Fontes;
- Gonçalo de Caires;
- Rubens Montanari.

Premiado

Antonio Luiz de Lima

- ◆ Concluiu os cursos de Eletricista Instalador Residencial e Industrial e de Reparos de Comandos Elétricos pelo Senai de Foz do Iguaçu;
- ◆ Na União de Construtoras (UNICON), desde 1977, participou junto à Itaipu Binacional como laboratorista e assistente técnico;
- ◆ Como técnico especializado, é responsável pela equipe de instrumentação de concreto na Usina Hidrelétrica Itaipu Binacional

PRÊMIO ARGOS MENNA BARRETO

Atribuído ao destaque do ano em engenharia de construção civil. Prêmio instituído em 1992.



Engenheiro Ramon Andreas Doria recebe Prêmio do diretor regional César Daher

Indicados 2006

- Érico Bittencourt de Freitas;
- Gini Schévano;
- Miller Soares Rufino Pereira;
- Paulo Sanches;
- Ramon Andreas Doria.

Premiado

Ramon Andreas Doria

- ◆ Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Paraná;
- ◆ Em 1986, fundou a empresa Doria Construções Civas, que atua na construção de obras industriais, comerciais, residenciais, incorporação imobiliária e sua comercialização;
- ◆ Foi presidente do Sinduscon-PR nas gestões 1990/92 e 2002/04; vice-presidente da Câmara Brasileira da Indústria da Construção e da Federação da Indústria do Estado do Paraná;
- ◆ É vice-presidente do Centro das Indústrias do Estado do Paraná

PRÊMIO EPAMINONDAS MELO DO AMARAL FILHO

Atribuído ao destaque do ano em engenharia no campo do projeto e construções de Concreto de Alto Desempenho. Prêmio instituído em 1999.



Diretora Sônia Freitas entrega Prêmio ao engenheiro José Carlos Sussekind

Indicados 2006

- Jaime Mason;
- José Carlos Sussekind;
- Justino Vieira;
- Paulo Helene;
- Rufino Muler;
- Shido Ogura;
- Wagner Lopes.

Premiado

José Carlos Sussekind

- ◆ Engenheiro Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, em 1969;
- ◆ Foi o engenheiro responsável por inúmeros projetos, dentre eles: Cidade Governamental de Argel; Shopping Center Ibirapuera; Auditório da Universidade de Constantine, na Argélia;
- ◆ É Diretor-Presidente da Developer S.A.; e Sócio-Diretor das empresas Guernica Participações e Consultoria Ltda., Casuarina Consultoria Ltda, Egeu Participações Ltda

PRÊMIO LUIZ ALFREDO FALCÃO BAUER

Atribuído ao destaque do ano em engenharia no campo das pesquisas do concreto e materiais constituintes. Prêmio instituído em 1999.



Diretor do IBRACON, engenheiro Luiz Rodolfo entrega Prêmio ao professor Ênio Pazini

Indicados 2006

- Antonio Domingues de Figueiredo;
- Eduardo Fairbairn;
- Eliana Cristina Barreto Monteiro;
- Ênio Pazini Figueiredo;
- Eugênio Luiz Cauduro;
- Nicole Pagan Hasparyk;
- Paulo Roberto Terzian.

Premiado

Enio José Pazini Figueiredo

- ◆ Formou-se Engenheiro Civil, em 1985, pela Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul;
- ◆ É professor titular da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás;
- ◆ Foi representante nacional da Reunião Internacional dos Laboratórios de Ensaio de Materiais (RILEM), de 1998 a 2002;
- ◆ Tem prestado consultoria na área de reparo/reabilitação e diagnóstico para diversas obras nacionais e internacionais

PRÊMIO FERNANDO LUIZ LOBO CARNEIRO

Atribuído ao destaque do ano em pesquisa de concreto estrutural. Prêmio instituído em 2004.



Diretor do IBRACON, Wagner Lopes entrega Prêmio ao engenheiro Américo Campos Filho

Indicados 2006

- Américo Campos Filho;
- Guilherme Melo;
- João Bento de Hanai;
- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa;
- Romildo Dias Toledo;
- Samuel José Giongo.

Premiado

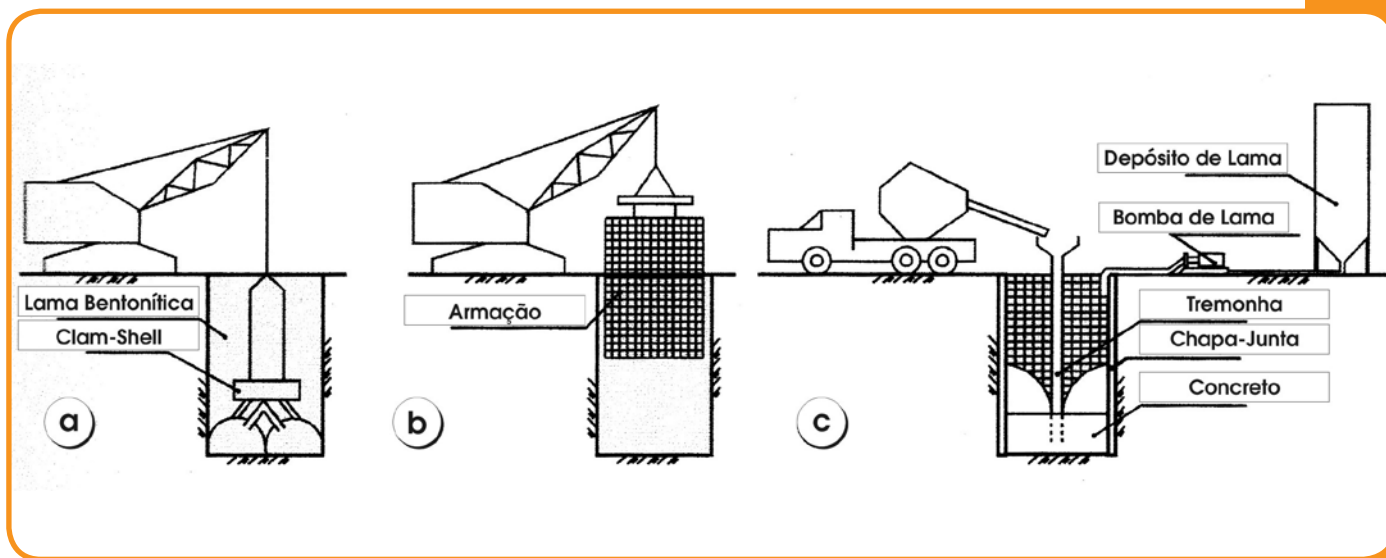
Américo Campos Filho

- ◆ Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em 1979;
- ◆ Professor da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, desde 1989, desenvolvendo atividades na área de Pesquisa Aplicada em Estruturas de Concreto Armado e Protendido;
- ◆ Conta com 20 artigos completos publicados em periódicos e com 163 trabalhos completos publicados em anais

• Mais informações sobre os prêmios, no site do IBRACON www.ibracon.org.br ◆

Concretagem submersa

Ilan Davidson Gotlieb
MG&A Consultores de Solos S.S. Ltda



Com o desenvolvimento das cidades, a exigência por vagas para estacionamento de veículos é cada vez mais presente, fazendo com que os novos edifícios tenham um maior número de pavimentos enterrados (subsolos). Assim sendo, estruturas de contenção que sejam estanques se tornam indispensáveis. Portanto, é muito frequente encontrarmos pelos canteiros de obras de São Paulo equipamentos executando paredes-diafragma para as contenções dos subsolos de edifícios.

Esta tecnologia não é uma novidade, sendo técnica consagrada, que tem sido muito utilizada em obras de caráter público, como Metrô, canalizações, "piscinões", etc., além de obras residenciais.

Como descrição básica, podemos dizer que a execução de paredes-diafragma é a escavação de cavas profundas na projeção dos subsolos, que são preenchidas provisoriamente com lama bentonítica (mistura de água e bentonita), para garantia da estabilidade da cava, até que a mesma seja então preenchida com o concreto. A escavação e concretagem da parede diafragma são feitas em segmentos denominados painéis ou lamelas, com comprimentos entre 2,50 e 3,20m (dependendo da ferramenta utilizada), até que se complete totalmente o perímetro do subsolo, fechando assim o seu contorno.

Analogamente, a execução de estacas escavadas com uso de lama bentonítica (estações e estacas barrete) tem a mesma metodologia executiva, com exceção do uso dos tubos-junta e das chapas-espelho.

Por se tratar de concretagem em que a cava a ser preenchida contém lama bentonítica, deve-se proceder ao sistema de concretagem denominado submerso, que é aquele onde a massa de concreto é lançada em ambiente completamente saturado (quer seja por água, quer seja por outro fluido).

Assim sendo, existem alguns procedimentos a serem seguidos quanto à especificação do concreto (traço), bem como quanto ao lançamento da massa propriamente dito.

Traço do Concreto Submerso de Paredes-Diafragma e Estacas Escavadas com Uso de Lama Bentonítica

No que tange ao traço, como o lançamento do concreto é feito através de tubo metálico, denominado tubo tremonha, que normalmente tem 20 a 30cm de diâmetro, é necessário que haja limitação quanto ao diâmetro dos agregados graúdos (brita), bem como a plasticidade da massa (slump). Assim

sendo, tradicionalmente utilizava-se concreto com um consumo mínimo de cimento de 400kg por m³ de massa; "slump" 20 ± 2cm; brita nº 1 ou com diâmetro inferior a 10% do diâmetro do tubo tremonha.

Mais recentemente, com o advento das chamadas areias artificiais, dos aditivos e das novas características dos cimentos, passou-se a observar patologias nas paredes-diafragma conforme se procediam as escavações dos subsolos, deixando a face das mesmas à mostra, ou até mesmo ao término da concretagem de um painel. Não era raro verificar um abatimento da massa no fim da concretagem, mesmo que a mesma fosse cuidadosamente lançada até a cota de arrasamento especificada em projeto. Verificava-se também um período maior de tempo entre o lançamento do concreto e o início da "pega", período fundamental no processo de execução das paredes-diafragma, pois é o exato instante onde são realizadas as manobras de retirada do tubo-junta e da chapa-espelho, ferramenta utilizado para garantir uma boa junta de concretagem entre painéis (através do tubo-junta – vide foto 1), bem como melhoria no acabamento da face da parede-diafragma a ficar exposta no interior dos subsolos (através da chapa-espelho – vide fotos 1 e 2). Este período, que normalmente era de três horas, chegava a cinco ou seis, tendo casos extremos de até doze horas. Obviamente, este atraso na "pega" implicava na necessidade de manter a equipe de execução de

plantão na obra, aguardando o momento adequado para a retirada dos tubos-junta e das chapas-espelho, o que muitas vezes ocorria no avançado da noite, implicando em severos problemas de ordem pública, pois a vizinhança da obra, com razão, reclamava do adiantado da hora em que ainda se produzia barulho no canteiro.

Em virtude do aumento da incidência destes problemas, a ABEG – Associação Brasileira das Empresas de Projeto e Consultoria em Engenharia Geotécnica, a ABEF – Associação Brasileira das Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia e a ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem, uniram-se para desenvolver em conjunto um traço que fosse adequado às necessidades da concretagem das paredes-diafragma, visto que os problemas se avolumavam e o concreto já não tinha mais as características de outrora. O fruto deste trabalho foi a criação de um traço denominado "SB", que tem as seguintes características:

- ◆ fator água/cimento ≤ 0,6
- ◆ fck ≥ 20MPa
- ◆ Pedra 1 (dimensão máxima característica 19mm)
- ◆ "Slump" na nota fiscal: 220 ± 30mm
- ◆ Consumo mínimo de cimento: 400kg/m³
- ◆ Tempo para sacar o tubo-junta ou chapa-espelho: entre 4 e 6 horas após a chegada da primeira betoneira na obra (só para parede-diafragma)



Foto 1 – Painel pronto para ser concretado. Verifica-se a chapa-espelho e o tubo-tremonha.



Foto 2 – Chapa-espelho.



Foto 3 – Detalhe de uma lamela de canto onde foram sacadas as chapas-espelho visto de cima.

- ◆ % de argamassa em massa $\geq 55\%$ [massa do cimento + massa dos agregados miúdos * 100/[massa do cimento + massa dos agregados miúdos + massa dos agregados graúdos]
- ◆ Podem ser usados aditivos plastificantes
- ◆ Permitido o uso de agregados miúdos artificiais conforme NBR 7211
- ◆ Especificar na nota fiscal a quantidade máxima de água a ser adicionada na obra considerando a água retida na central mais uma estimativa de água perdida por evaporação

É com grande satisfação que encontramos empresas fornecendo concreto com essa especificação, mesmo em locais distantes de São Paulo. Nossa experiência tem mostrado que este traço apresenta excelente resultado quanto à qualidade da concretagem e quanto à resistência nos ensaios de rompimento dos corpos de prova.

Concretagem Submersa de Paredes-Diafragma e Estacas Escavadas com Uso de Lama Bentonítica

Como o concreto é lançado em uma cava preenchida com lama bentonítica, alguns cuidados devem ser tomados para garantir que ao término da mesma, a cava esteja completamente preenchida com concreto puro.

Assim sendo, o concreto é lançado na cava através de um tubo metálico (tubo-tremonha) que tem comprimento igual à profundidade integral da cava. No topo do tubo é adaptado um funil e o concreto lançado, por ser mais denso do que a lama que preenche a cava, expulsando a lama bentonítica, que vai sendo simultaneamente bombeada para os silos de depósito de lama. Com um rigoroso controle de qualidade da lama utilizada, tem-se a garantia que a mesma não se mistura com a massa de concreto lançada face à diferença significativa de densidade entre os dois materiais.

Durante a concretagem, à medida que a massa de concreto vai subindo pela cava, o tubo-tremonha vai sendo içado, tendo-se o cuidado de sempre mantê-lo com a ponta adequadamente imersa na massa de concreto, a fim de não gerar contaminação da massa de concreto com a lama bentonítica.

Como ao final da concretagem, a capacidade de deslocamento do concreto diminui, é recomendável que a massa de concreto seja lançada até um nível superior à cota de arrasamento de projeto, pois é comum que haja uma faixa superficial de concreto contaminado com lama, que é comumente denominado de "borra". Este material deverá ser completamente demolido na fase de aparelhamento do topo da parede-diafragma ou das estacas, para que todo e qualquer concreto remanescente esteja absolutamente limpo e são.◆

Premiação de Teses e Dissertações de destaque do ano nas áreas de Materiais e Estruturas de Concreto

Pesquisadores de trabalhos vencedores receberam seus prêmios durante o 48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

Realizado pela primeira vez neste ano de 2006, o Concurso de Teses e Dissertações foi instituído pelo Comitê de Desenvolvimento e Pesquisa do IBRACON com o objetivo de reconhecer os trabalhos de pós-graduação que mais têm contribuído para o desenvolvimento das áreas de materiais e estruturas de concreto no país.

No decorrer do ano vigente, os mestres e doutores, que tiveram suas monografias defendidas e aprovadas nos anos de 2003 a 2005, foram convidados a cadastrar seus trabalhos no Banco de Dados de Teses e Dissertações no site do IBRACON.

Com base neste banco de dados de teses e dissertações, quatro comissões formadas por representantes dos diferentes segmentos da cadeia produtiva do concreto – pesquisadores, construtores, fornecedores, projetistas, tecnólogos – escolheram, com base em discussões e análises comparativas, os melhores trabalhos para o ano

de 2006. Os critérios considerados foram: a qualidade, a atualidade e a contribuição para o desenvolvimento tecnológico, social e econômico da sociedade.

Os prêmios para as dissertações e para as teses serão intercalados a cada ano, conforme estabelecido no regulamento do concurso, disponível no site do Instituto. Os candidatos deverão ser associados ao IBRACON e como primeiro passo deverão inscrever gratuitamente sua pesquisa no banco de dados.

A premiação das teses e dissertações aconteceu na solenidade de abertura do 48º Congresso Brasileiro do Concreto, evento ocorrido no Riocentro, de 22 a 27 de setembro.

Para informações sobre a composição das Comissões, o regulamento para participação no Concurso e os trabalhos concorrentes em cada categoria, acesse www.ibracon.org.br.

DISSERTAÇÕES DE MESTRADO

ESTRUTURAS



Engenheiro Claudius de Sousa Barbosa

PREMIADO

RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO E SUAS CORRELAÇÕES COM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO MATERIAL CONSTITUINTE

• Claudius de Sousa Barbosa

Ano de defesa: 23/04/2004

Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos - USP

MATERIAIS



Engenheira Elizabeth Leopoldina Padilha recebe Prêmio das mãos do diretor Fernando Matias

PREMIADO

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO E TEOR DE AGREGADO PULVERIZADO E DO CONSUMO DE ÁGUA NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO COMPACTADO COM ROLO PARA BARRAGENS

• Elizabeth Leopoldina Batista

Ano de defesa: 26/08/2004

Instituição: Universidade Federal de Goiás

TESES DE DOUTORADO

ESTRUTURAS



PREMIADO

ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO: ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS

• Petrus Gorgônio Bulhões da Nóbrega

Ano de defesa: 08/12/2004

Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos – USP

Engenheiro Petrus da Nóbrega recebe Prêmio da professora Ana Elisabete

TESES DE DOUTORADO

MATERIAIS



PREMIADO

AGRESSIVIDADE POR CLORETOS EM ZONA DE ATMOSFERA MARINHA FRENTE AO PROBLEMA DA CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

• Gibson Rocha Meira

Ano de defesa: 19/08/2004

Instituição: Universidade Federal de Santa Catarina

Engenheiro Gibson Meira é cumprimentado pelo diretor Rubens Bittencourt

WORKSHOP INTERNACIONAL SOBRE AS MELHORES PRÁTICAS PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO

21 a 23 de Outubro de 2007 | RECIFE, Brasil



Datas limites para artigos técnicos

Artigo completo: janeiro de 2007

Notificação de aceite definitivo: abril de 2007

Entrega da versão final: junho de 2007

O idioma oficial do workshop será o Inglês, sendo fornecida tradução simultânea para o Português. As inscrições serão abertas em março de 2007.

ORGANIZAÇÃO

Coordenação Geral

Prof. José Tadeu Balbo – Presidente do Comitê Técnico de Pavimentos de Concreto do IBRACON

Organização Técnica

Prof. José Tadu Balbo – Coordenador Científico do Workshop

Organização Local

Prof. Carlos Calado – Reitor da Universidade de Pernambuco UPE

INSTITUIÇÃO PARCEIRA DO EVENTO

INTERNATIONAL SOCIETY FOR CONCRETE PAVEMENTS | www.concretepavements.org

O ensino da engenharia de fundações na Escola Politécnica da USP

Claudio Michael Wolle
Jaime Domingos Marzionna
Professores do Departamento de Engenharia de
Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo

Introdução e Histórico

O ensino da Engenharia de Fundações, apesar de remontar aos primórdios do ensino da Engenharia Civil, só “ganhou o status” de um campo próprio e independente após o advento da moderna Mecânica dos Solos, nas primeiras décadas do século XX. Assim se deu a nível mundial e da mesma forma ocorreu no Brasil, em especial na Escola Politécnica da USP.

De início, todo o ensino da Geotecnia (Mecânica dos Solos e das Rochas, Geologia de Engenharia, Engenharia de Fundações, Escavações e Obras de Terra) inseria-se dentro do grande contexto da “Resistência dos Materiais e Estabilidade das Construções” e, apenas com o recente desenvolvimento destes campos do conhecimento, houve a separação das disciplinas e a especialização dos profissionais e, por decorrência, daqueles que se dedicavam ao ensino destes tópicos.

Especificamente a Engenharia de Fundações, como campo específico do conhecimento e como Área de Ensino é ainda mais recente, remontando, no Brasil, à década de 40. Época em que se criaram as disciplinas de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações na Escola Politécnica em São Paulo e na Escola Nacional de Engenharia no Rio de Janeiro, praticamente concomitantemente com a criação das áreas (seções) correlatas de pesquisa no IPT, em São Paulo, e no INT, no Rio de Janeiro.

Na Escola Politécnica da USP, no início, os ensinamentos da Mecânica dos Solos eram apresentados pelo professor catedrático de Resistência dos Materiais, o emérito Prof. Telêmaco van Langendonck até a criação de uma área específica de Geotecnia. Nesta, o esforço pioneiro coube aos então engenheiros do IPT, Odair Grillo e Milton Vargas, dos quais o primeiro após uma curta permanência seguiu outros rumos profissionais enquanto o Prof. Milton Vargas dava fundamento e rumo à área de Geotecnia, à frente da qual permaneceu durante quatro décadas.

No início dos anos 70, o Prof. Víctor F. B. de Mello, catedrático da FAU-USP e da EESC-USP se



Execução de etapa da fundação

transferiu para a POLI, dividindo com o Prof. Milton Vargas a área de Geotecnia por pouco mais de uma década. Foi um período muito fértil e instigante no qual ambos os dois grandes nomes da Geotecnia Brasileira brilhavam lado a lado, formando uma grande plêiade de seguidores, engenheiros geotécnicos entusiasmados, que souberam muito bem aproveitar as enormes oportunidades profissionais que à época a Engenharia oferecia no Brasil: a construção das grandes barragens para os aproveitamentos hidroelétricos (Jupiá, Ilha Solteira, Água Vermelha, Itaipu, etc.), as

Tabela 1 – Tópicos abordados na disciplina de “Mecânica dos Solos” do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP

1. Introdução à Mecânica dos Solos. Índices físicos de solos.
2. Granulometria. Limites de Atterberg. Consistência e compacidade relativa. Classificação dos solos.
3. Prospecção do subsolo. Tensões no solo devidas ao peso próprio.
4. Permeabilidade dos solos. Tensões de percolação. Fluxo unidimensional.
5. Fluxo bidimensional. Noções de rede de fluxo.
6. Tensões no solo devidas a cargas aplicadas.
7. Recalques: valores de recalques imediatos e por adensamento.
8. Teoria do adensamento. Evolução de recalques com o tempo.
9. Estado de tensão nos solos.
10. Resistência ao cisalhamento dos solos.
11. Equilíbrio plástico. Noções sobre empuxos da terra.
12. Compactação dos solos. Ensaio de Proctor.
13. Atividades de laboratório: ensaios de caracterização, adensamento e resistência.
14. Atividades de campo: Sondagem de simples reconhecimento.

grandes obras rodoviárias (Imigrantes, Ponte Rio-Niterói, etc.), o Metrô de São Paulo, as usinas nucleares, os primeiros super-edifícios no Rio, em São Paulo e em Belo Horizonte, e tantos outros empreendimentos de grande porte que demandavam o “engenho” dos engenheiros deste país.

Durante a década de 80, com as sucessivas aposentadorias dos professores Milton Vargas e Victor de Mello, coube à equipe que com eles já trabalhava dar continuidade aos trabalhos conduzidos pelos pioneiros e formular as adaptações que iam se fazendo necessárias para manter os cursos de Mecânica dos Solos, Engenharia de Fundações e de Obras de Terra sempre atualizados e condizentes com os avanços tecnológicos, cada vez mais intensos na prática profissional.

Fundações e a Mecânica dos Solos

Durante as primeiras décadas do ensino da Engenharia de Fundações, esta disciplina se caracterizava fortemente como uma “aplicação” da Mecânica dos Solos. Isto condizia bastante com o efervescente desenvolvimento de novas teorias, principalmente na Europa e nos Estados Unidos, relacionadas ao comportamento das Fundações, sob o viés teórico. Quem não se lembra das “inúmeras” “teorias de capacidade de carga” para sapatas ou para estacas, que procuravam explicar o comportamento limite das fundações utilizando ferramentas derivadas da Teoria da Plasticidade (décadas de 40 até 60); ou das muitas tentativas de estabelecer modelos de comportamento das fundações sob cargas de trabalho – estimativas dos recalques, aplicando a Teoria da Elasticidade.

A partir principalmente da década de 70, a Engenharia de Fundações começou a se firmar como

área distinta de conhecimento, que utilizava sim os preceitos da Mecânica dos Solos, mas não mais se restringia a isto, pois estava formando um cabedal próprio de conhecimentos, fortemente lastreado na experiência prática de inúmeros engenheiros que atuavam nas mais diversas obras importantes em andamento de norte a sul do Brasil.

A estrutura atual da área de Geotecnia na EPUSP tem, na graduação, um primeiro curso básico de Mecânica dos Solos, essencialmente teórico e onde procura-se fixar os conceitos para os cursos seguintes. Posteriormente, são ministrados dois cursos com sólida conceituação teórica, mas essencialmente aplicados: são os cursos de Obras de Terra e de Fundações. Nesses cursos, a atualização é elemento fundamental na sua estruturação. As tabelas mostram, de maneira sucinta, os programas dos três cursos que constituem a formação em Geotecnia para os alunos de graduação da Escola Politécnica da USP.

Disciplinas com conteúdos semelhantes e devidamente adaptados às necessidades específicas são ministradas pelo corpo docente da EPUSP da Engenharia Civil nos cursos de Engenharia Ambiental, Engenharia de Minas, Geologia e Arquitetura da Universidade de São Paulo.

Ensino de Fundações e a Prática Profissional

O ensino da Engenharia de Fundações desde seus primórdios recebeu uma importante influência da prática profissional. Apesar de, no início, estar bastante voltado para as “aplicações da Mecânica dos Solos”, já na década de 40 ocorreram alguns fatos marcantes na prática profissional das funda-

Tabela 2 – Tópicos abordados na disciplina de “Obras de Terra” do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP

1. Princípios e métodos Percolação de água. Condutividade hidráulica, Lei de Darcy, equação de Laplace, condições de contorno, heterogeneidades, anisotropia. Regime permanente e regime transiente. Métodos de resolução.
2. Problemas práticos em que a incógnita é a vazão; poços. Noções de transporte de poluentes.
3. Estabilidade de taludes. Métodos de equilíbrio-limite. Métodos das lamelas. Tipos de sollicitação; parâmetros de resistência dos solos naturais e compactados; pressão neutra. Noções de comportamento de solos insaturados.
4. Prospecção do subsolo e especificação de ensaios de campo e de laboratório para obras de terra.
5. Instrumentação e monitoramento de obras de terra.
6. Obras e técnicas Encostas naturais.
7. Caracterização dos maciços rochosos; identificação dos fenômenos subjacentes às instabilizações de encostas; cálculos de estabilidade.
8. Técnicas de estabilização de encostas: retaludamentos; impermeabilizações; muros de arrimo, muros de gabiões, solo grampeado, terra armada, cortinas atirantadas, etc.. Drenagem superficial e profunda.
9. Aterros sobre solos moles: caracterização geotécnica dos solos moles; cálculos de estabilidade; bermas; recalques. Técnicas construtivas. Tratamento dos solos moles: construção por etapas; sobrecarga temporária; drenos verticais; colunas de pedras; estacas de distribuição, etc. Aplicações práticas.
10. Compactação de aterros: conceituação; compactação no laboratório e no campo; especificações e controle; pesquisa de jazidas. Comportamento do ponto de vista da erodibilidade, permeabilidade, resistência e deformabilidade. Aplicação a problemas de loteamentos.
11. Barragens de terra e enrocamento: tipos e principais características; evolução histórica; condicionamentos geológico-geotécnicos; acidentes e incidentes em barragens; otimização da seção transversal; barragens de pequeno porte.
12. Tratamento de fundações e controle da execução de barragens de terra e de enrocamento. Barragens de rejeitos e para controle de avalanches.
13. Aterros sanitários: noções.
14. Atividades de campo Acompanhamento da execução de ensaios de campo e visita a obras de terra em execução.

ções de edifícios, especialmente em São Paulo, que marcaram profundamente a Engenharia de Fundações. Com o envolvimento direto dos professores da época nos trabalhos, principalmente de remediação de problemas ocorridos, a visão prática da disciplina passou logo a se inserir também no contexto do ensino, ao menos na EPUSP.

Datam desta época dois “casos” famosos de problemas de fundações de grandes edifícios construídos no centro de São Paulo, que exigiram especial engenhosidade dos engenheiros geotécnicos da época para sua solução. Trata-se do edifício da Companhia Paulista de Seguros (rua Libero Badaró), cuja construção fora iniciada em 1940, em que ocorreram recalques diferenciais significativos, levando ao adernamento do prédio, em virtude da presença, num dos cantos do terreno, de uma lente de solo mais mole e compressível, não detectada a priori. Os recalques foram sustados na época através de congelamento do solo e

o prédio estabilizado com reforço das fundações e macaqueamento, representando na época uma solução inovadora e audaciosa da Engenharia Geotécnica. O outro “caso” foi o das fundações do edifício sede do Banespa (Praça Antonio Prado), executadas em estacas “Franki”, nas quais, devido à presença de uma camada de argila rija, ocorreu o levantamento dos fustes das estacas e sua separação dos bulbos. Em provas de carga realizadas, o problema foi detectado, com a participação do IPT com o Prof. Milton Vargas. O problema pode ser solucionado por recravação controlada, evitando-se danos futuros ao edifício.

Com a construção de muitos edifícios em São Paulo nas décadas de 50 e 60, a Engenharia de Fundações pode incorporar valiosos ensinamentos, datando desta época os primeiros trabalhos técnicos em revistas especializadas, nos congressos técnico-científicos que então se iniciavam e as primeiras teses de cátedra e de doutorado no campo da Engenharia

Tabela 3 – Tópicos abordados na disciplina de “Fundações” do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP

1. Investigação do subsolo para fundações (sondagens, amostragem e ensaios laboratoriais e de campo).
2. Fundações por sapatas rasas : tipos, aplicações e aspectos construtivos.
3. Capacidade de carga e recalques de fundações diretas.
4. Fundações por tubulões: tipos, aplicações e contra-indicações, aspectos construtivos.
5. Fundações por estacas: tipos, aplicações e contra-indicações, aspectos construtivos.
6. Estacas: prova de carga axial e distribuição da carga entre atrito e ponta.
7. Comportamento de grupos de estacas sob carregamento axial.
8. Estacas e tubulões submetidos a carregamentos não axiais e ao arrancamento.
9. Empuxos de terra : ativo, passivo e em repouso. Teorias de Rankine e Coulomb.
10. Muros de arrimo e outras estruturas de contenção de maciços de terra.
11. Escavações de valas e seus escoramentos.
12. Tratamento e controle da água nas escavações para fundações.
13. Recalques de fundações e deformações admissíveis.
14. Reforço de fundações e subfundação.

de Fundações. Datam da década de 60 importantes construções de edifícios como o Copan e o Itália, marcos da cidade e que necessitaram de atenção especial para suas fundações. Todo este cabedal de conhecimentos era incorporado quase que automaticamente ao ensino graças à atuação concomitante dos professores da EPUSP nas atividades profissionais e de pesquisa, além das didáticas.

Nasceu assim uma forte simbiose entre o ensino da Engenharia de Fundações e a prática profissional dos docentes, que perdura até os dias de hoje. Esta forte integração entre a área de Engenharia de Fundações da EPUSP e a prática profissional se faz sentir também no ensino de pós-graduação com teses e dissertações versando sobre temas oriundos da Engenharia em suas aplicações práticas, sendo os conhecimentos adquiridos imediatamente transferidos para a prática, ensejando melhorias nos métodos executivos, nas metodologias de projeto e análise e nas técnicas de controle e avaliação de desempenho das fundações.

Cabe ressaltar dois interessantes exemplos desta integração:

O primeiro foi a criação, num terreno da USP na Cidade Universitária, do Campus Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações, empreendimento conjunto da Escola Politécnica com a ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e da ABEF – Associação Brasileira de Engenharia de Fundações. Neste campo experimental muitas empresas de fundações executaram protótipos de diversos tipos de fundações, ensaiaram-nas, inclusive com diversas provas de carga estáticas e dinâmicas, além de realizarem sondagens e diversos ensaios geotécnicos “in situ”. Todos estes trabalhos tiveram a ativa participação dos professores e de alunos da EPUSP, sob coordenação do Prof. Carlos de Sousa Pinto. Das atividades realizadas neste campo experimental resultaram dissertações de mestrado, teses de doutorado e uma publicação oficial ABMS – ABEF, distribuída aos participantes do Congresso Internacional de Mecânica dos Solos

e Engenharia de Fundações, realizado no Rio de Janeiro em 1989.

O outro fato relevante resultante desta integração, também envolvendo a EPUSP, a ABMS e a ABEF, além do IPT e de uma empresa privada, foi a elaboração e publicação do mais importante livro sobre Engenharia de Fundações já lançado no Brasil, intitulado “Fundações – Teoria e Prática”. Este livro teve sua primeira edição lançada em 1996 e foi escrito por nada menos que 51 profissionais atuantes nas áreas de Fundações, Mecânica dos Solos, Escavações e Contencões em todo o Brasil, sendo até hoje adotado como livro texto de apoio no curso de Fundações da EPUSP.

Descortinando o Futuro

Uma das dificuldades que se antevê para os próximos anos, relativa ao ensino desta especialidade na EPUSP, é a continuidade deste ensino muito integrado à prática profissional. Assim como ocorreu na década de 80 com a aposentadoria dos antigos mestres, estamos no limiar de um novo e inevitável processo de renovação. É fundamental prover uma renovação também com caráter mais profissional no que se refere à Engenharia de Fundações. Esta renovação apresenta-se um tanto problemática já que os atuais ditames da Universidade de São Paulo privilegiam fortemente a contratação de pessoal exclusivamente acadêmico com, no mínimo, grau de Doutor e com dedicação em Tempo Integral.

Esperamos que tais barreiras possam ser vencidas, de modo que o ensino da Engenharia de Fundações na EPUSP continue a se aprimorar, mantendo-se sempre integrado com os avanços da prática profissional, de modo a permitir oferecer aos alunos, um adequado subsídio à sua atuação profissional neste importante campo da Engenharia, uma vez que, como diz o ditado, “não existe construção sem fundação”!♦

Estudantes competem pela melhor técnica a serviço da comunidade

Concursos entre estudantes avaliam espírito de equipe e conhecimentos técnicos e humanos para o desenvolvimento das sociedades

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa



Comissão Julgadora no hall de apresentação dos projetos do Concurso Ousadia

Em sua segunda edição, o Concurso Ousadia desafiou os estudantes de arquitetura e engenharia de todas as faculdades e universidades brasileiras a projetar a primeira praçarella do país, interligando o Complexo Esportivo do Maracanã e a região da Quinta da Boa Vista, no bairro de São Cristóvão, na cidade do Rio de Janeiro. A competição entre as sete equipes participantes aconteceu



Ruy Ohtake dá seu voto

durante a realização do 48º Congresso Brasileiro do Concreto, de 22 a 27 de setembro, no Riocentro.

A praçarella é um equipamento urbano que serve ao mesmo tempo como passarela e como praça. Sua função é interligar duas áreas segmentadas de um bairro, ao transpor uma rodovia, um rio ou uma linha férrea; mas, precisa também ser mais do que uma via de passagem; necessita estar integrada



Arquiteta Fernanda Pereira entrega Prêmio a Ana Carolina, da equipe 2ª colocada

ao entorno e ser atrativa, para que as pessoas sejam convidadas a passar por ela e também a use como espaço de convívio e socialização. “As praçarelas em todo mundo precisam ser agradáveis, para ser um prazer passar por elas; senão, o pedestre fica preferindo passar correndo a rodovia”, explicou o engenheiro português, Adão da Fonseca, membro da Comissão Julgadora do Concurso (veja o box).

Cada equipe elaborou um projeto-básico que contemplou a plasticidade, a funcionalidade e a acessibilidade, por um lado, e a estabilidade, a durabilidade e o sistema construtivo, por outro; sem falar na preservação do entorno natural e na adequação do projeto com as obras já existentes. Os trabalhos foram apresentados na forma de pranchas no tamanho A4 da ABNT (84 x 59,4cm), montadas em painéis semi-rígidos, que foram afixadas em baias para a exposição aos participantes do Congresso.

“A engenharia e a arquitetura só podem se expressar plenamente quando se desenvolvem em paralelo e de uma forma coordenada, em que os objetivos e requisitos de ambas são encardados como complementares duma grande arte comum”, observou a arquiteta Fernanda Pereira, coordenadora da Comissão Organizadora, sobre os requisitos do projeto-básico.

Os arquitetos e engenheiros que compuseram a Comissão Julgadora foram unânimes em ressaltar a funcionalidade dos projetos. “O que mais chamou



Arquiteto Ricardo Alencar entrega Prêmio Ousadia a equipe 1ª colocada

minha atenção nos projetos expostos foi o estudo aprofundado da região e da inserção do projeto neste entorno”, disse o arquiteto Índio da Costa. A arquiteta Glayds Toledo Cabral, chefe de gabinete da presidência da Riourbe, empresa responsável pelos projetos de urbanização da cidade do Rio de Janeiro, chamou a atenção para a preocupação das equipes no uso do espaço. “Eles não se prenderam somente na questão

CLASSIFICAÇÃO - OUSADIA

1ª Colocada

◆ Equipe da FAU/POLI – SP

Alunos

Fábio Gallo Júnior
Haydeé Svab
Samir Gouveia
Isadora do Nascimento Giuntini
Orientador: Prof. Henrique Lindemberg

2ª Colocada

◆ Equipe da UFPE/UNICAP/POLI – PE

Alunos

Ana Carolina Luna Martins
Jacqueline Lina Vianna Pinho
João Paulo Cordeiro Pessoa
Natália de Moraes Bezerra
Orientador: Prof. Romilde Oliveira

3ª Colocada

◆ Equipe da Universidade Federal Rural – RJ

Alunos

Marília Gonçalves Ribeiro
Érica Griep de Souza Franco
Fernanda Dias Mihessen
Vânia Rosa Guimarães

Orientadora

Profª. Edna das Graças Assunção Freitas

COMISSÃO ORGANIZADORA – OUSADIA

Coordenação

◆ Arqtª Fernanda Pereira – PhDesign

Equipe

- ◆ Arqtª Alessandra Andrade – UPE
- ◆ Engª. Andréia Sarmiento – EXEMPLO
- ◆ Arqtº Antonio I. Barboza – IPP/RIOURB
- ◆ Arqtª Glayds Toledo – RIOURBE
- ◆ Arqtº Ricardo Alencar – PCC/USP
- ◆ Arqtª Teresa Rosolem – RIOURBE

COMISSÃO JULGADORA – OUSADIA

- ◆ **Gladys Toledo Cabral**, Chefe de Gabinete da RIOURBE, Empresa Municipal de Urbanização, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro;
- ◆ **Índio da Costa**, autor de destacáveis projetos em concreto, a exemplo do Centro de Atividades SESC, em Madureira, o INMETRO e o Colégio Veiga de Almeida, na cidade do Rio de Janeiro, entre outros;
- ◆ **Luis Paulo Leal de Oliveira**, arquiteto do Instituto Pereira Passos da Secretaria Municipal de Urbanismo, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro;
- ◆ **Ruy Ohtake**, responsável por obras tais como o Hotel Unique, o Instituto Tomie Ohtake e o Hotel Renaissance;
- ◆ **Antônio Adão da Fonseca**, presidente da AdF Consultores, renomado engenheiro de pontes tais como a premiada ponte Infante Dom Henrique sobre o Rio Douro Porto e a ponte pedonal sobre o Rio Mondego Coimbra, Portugal;
- ◆ **Bruno Contarini**, calculista de renomadas obras tais como MAC em Niterói de Niemeyer, a Ponte Rio-Niterói e a Cidade da Música;
- ◆ **Leonardo Garzón**, Diretor de Projeto da renomada empresa LZA Technology, do Thorton-Tomasetti Group, atuando em obras como as Petronas Tower, Kualalumpur, Malásia;
- ◆ **Paulo Helene**, Presidente do IBRACON e Professor Titular da Universidade de São Paulo.

plástica ou estrutural, mas avançaram no estudo da área e no uso do equipamento pela população”, afirmou. Comentando sobre os projetos que avaliava, Adão da Fonseca destacou que ‘o espetáculo aqui é o serviço oferecido à população e a preocupação com a durabilidade dos materiais’.

O fato de terem valorizado o uso do equipamento e a relação com seu entorno não significou que outros aspectos do projeto foram negligenciados. Muito pelo contrário. O engenheiro Bruno Contarini chamou a atenção para o fato de que, ‘por não ter di-

nheiro envolvido, o projeto não tem a obrigação de ser barato, o que incentiva a criatividade dos estudantes’. “Vemos o esforço dos estudantes na tentativa de formulação de uma estrutura interessante, ousada, onde a plasticidade possa ser um marco na região em torno do Maracanã”, destacou o arquiteto Ruy Ohtake.

O julgamento dos projetos aconteceu no dia 24 de setembro. Os membros da comissão fizeram previamente uma apreciação dos memoriais de cálculo, avaliando a viabilidade estrutural dos projetos e seu acordo com a norma NBR 6118. Em seguida, de posse de uma ficha de avaliação com os critérios pré-estabelecidos, encaminharam-se ao hall de exposição, para avaliar os demais aspectos do projeto. Nesta ficha, as notas eram distribuídas de 1 a 10. Por fim, reuniram-se a portas fechadas com os membros da Comissão Organizadora (veja box), onde discutiram e votaram conjuntamente pelos três projetos de maior destaque.

CLASSIFICAÇÃO – CONCREBOL

1ª Colocada

- ◆ Equipe da Universidade Federal de Santa Catarina – SC

Alunos

Fábio Binder Neis
Luís Antonio Zanette Marques
Orientador: Prof. Luiz Roberto Prudêncio Júnior

2ª Colocada

- ◆ Equipe da Universidade Federal de Goiás – GO

Alunos

Gisele Luzineide Cararo
Paulo Henrique Machado Silva
Emanuel Lopez da Silva
Matide Batista Melo
Luis Viana dos Santos Júnior
Orientadores: Prof. Oswaldo Cascudo/Helena Carasek/
Daniel de Lima Araujo

3ª Colocada

- ◆ Equipe da Escola de Engenharia de Piracicaba – SP

Alunos

Miguel Costa Júnior
Rafael Sanches Maroço
Evandro Vieira Gonçalves
Marcos Paulo Ribeiro
Fernando Batista Lima
José Antônio Schiavon

Orientador

Prof. Paulo Edson Martins da Silveira

APO e CONCREBOL

Além do Concurso Ousadia, os estudantes de engenharia puderam competir nos já tradicionais concursos do IBRACON, o Aparato de Proteção ao Ovo e o Concrebol. O APO desafia os estudantes a projetar e construir um pórtico de concreto armado que tenha resistência suficiente para agüentar as sucessivas cargas que lhe são impostas. Seu nome se deve ao ovo cozido, posto sob o pórtico, que

COMISSÃO ORGANIZADORA – CONCREBOL

Coordenação

- ◆ Eng^a Janaína Araújo – UFG

Equipe

- ◆ Eng^o Andrielli Moraes – UFG
- ◆ Eng^a Elaine Costa – UFG
- ◆ Eng^o Cícero Rogério Ferreira – EMIC
- ◆ Eng^o Eduardo Sales – HOLCIM



Equipe vencedora do CONCREBOL

representa a vida humana. O objetivo do concurso é conscientizar os estudantes da importância de se projetar estruturas seguras e confiáveis, pois estas irão abrigar pessoas. Em sua 13ª edição, o concurso contou com a participação de 17 equipes de 12 diferentes universidades e que trouxeram 33 aparatos.

O Concrebol estimula os estudantes a construir bolas de concreto, com dimensões pré-estabelecidas, que precisa atender a dois requisitos básicos: descrever uma linha reta numa prancha horizontal com uma alavanca impulsora, que lança a bola para o gol na outra extremidade; e obter as maiores pontuações no aparelho de medir a resistência à compressão. O 3º Concrebol trouxe 21 bolas de 12 universidades participantes.

As equipes vencedoras do APO e do Concrebol recebem, cada uma, os prêmios de quinhentos, quatrocentos e trezentos reais, para os primeiros,



Equipe 1ª colocada posa com o Prêmio

segundos e terceiros colocados, respectivamente. Já, a equipe vencedora do Ousadia ganha um estágio, com todas as despesas pagas, na Riourbe. Os estudantes das equipes e os professores orientadores são agraciados também com a inscrição gratuita no próximo Congresso Brasileiro do Concreto, a acontecer em Bento Gonçalves, no Rio Grande do Sul. Todos os vencedores foram anunciados no Jantar de Confraternização do Congresso, ocorrido no dia 26.♦

COMISSÃO ORGANIZADORA – APO

Coordenação

♦ Engª Valquíria Aparecida Fermino

Equipe

- ♦ Engº Cícero Rogério Ferreira – EMIC
- ♦ César Pallu – EMIC
- ♦ Engº Luiz Antônio Pereira Rodrigues – EMIC
- ♦ Engº Eduardo Sales Ferreira – HOLCIM
- ♦ Engº Marco Antônio – HOLCIM

CLASSIFICAÇÃO – APO

1ª Colocada

♦ Equipe da PUC – Campinas – SP

Alunos

Carlos Manoel Martins
Guilherme Zavatto Alves Pereira
Marcel Giubilei de Oliveira
Ricardo Augusto Zanella

Orientadores

Prof. Marco Antonio Carnio / Prof. João Carlos Rocha Braz / Profª. Rosa Cristina Cecche Lintz

2ª Colocada

♦ Equipe da PUC – Campinas – SP

Alunos

Diogo Guerreiro
Rodrigo Scandiúzi Gussom
Mariano César
Tatiana Nascimento Soares

Orientadores

Prof. Marco Antonio Carnio / Prof. João Carlos Rocha Braz / Profª. Rosa Cristina Cecche Lintz

3ª Colocada

♦ Equipe da Universidade Federal de Pernambuco – PE

Alunos

Agostinho Gomes Marinho
Aldo de Assis Ximenes
Genicléio Ramos dos Santos
Linaldo de Andrade Torres
Isis Juliana Barbosa
Josana Tereza V. F. de Melo
Sérgio Priori Júnior

Orientadores

Prof. José Jéferson do Rego Silva / Prof. Joaquim Correia X. de Andrade Filho

Praça Suspensa Alentejo

1ª Colocada
Equipe da FAU/POLI – SP

Alunos
Fábio Gallo Júnior, Haydeé Svab, Samir Gouveia,
Isadora do Nascimento Giuntini

Orientador
Prof. Henrique Lindenberg



Fig. 01 – Perspectiva da Praça Suspensa

Com o intuito de valorizar a região da Quinta da Boa Vista e de contribuir para a superação da dicotomia Norte-Sul estabelecida pela calha ferroviária na região de São Cristóvão (RJ), a Praça Suspensa Alentejo propõe mais do que apenas a interligação entre as duas regiões: ela prevê melhorias em seu entorno. No Apoio Sul, propõe um espaço multifuncional com serviços e comércio. Além disso, seria feito um projeto de paisagismo, para criar uma praça que incluiria atividades como a prática de skate no lote de onde sai a passarela. Neste lote há uma igreja, que seria preservada e integrada ao projeto paisagístico. No Apoio Norte, além da presença

de quadras poliesportivas, biblioteca e estrutura física para oficinas de arte-educação, uma das propostas é criar um local com assistência jurídica gratuita, já que há delegacias e um presídio próximos. A assistência poderia ser dada por alunos da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Adjacente ao Apoio Norte, a Praça Suspensa Alentejo prevê também a desativação de uma área militar, a ser usada para reurbanização das favelas do Morro do Telégrafo. Sob o ponto de vista de mobilidade, além das paradas de ônibus que a conectam com o sistema público de transporte, a Praça Suspensa Alentejo integra a já existente ciclovia que circunda o



Fig. 02 – Esquema Estrutural Geral: os apoios, os cabos e as unidades estruturais básicas pré-moldadas



Fig. 03 – Unidade Estrutural Básica

Maracanã e permeia a região da Quinta da Boa Vista, com possibilidades de expansão.

O sistema estrutural empregado no projeto é do tipo pênsil-protendido, formado por elementos pré-moldados de concreto (vide Fig.03 – Unidade Estrutural Básica), que se desenvolvem ao longo de dois vãos. O principal transpõe a Avenida Presidente Castelo Branco e a ferrovia, totalizando 170m com largura de 50m, como mostra a Fig.02.

Os cabos de sustentação são presos a duas estruturas de apoio, uma no sul, próxima ao Maracanã e uma ao norte, próxima à Região da Quinta da Boa Vista. A partir deste, começa o vão menor, que perfaz 130m em declive com largura de 23m, transpondo a Avenida Bartolomeu de Gusmão e chegando ao Horto da Quinta, onde são ancorados os cabos no solo. A proposta atende às normas brasileiras NBR 6118 – Projetos de estruturas de Concreto e NBR 9050 – Acessibilidade a Edificações Mobiliário, Espaços e Equipamentos Urbanos.

Concepção do sistema construtivo e estrutural

A unidade estrutural básica é composta por peças pré-moldadas de concreto. A Fig.3 ilustra essa unidade básica e as cargas longitudinais que atuam sobre a mesma.

A construção se dá pelo deslizamento de cada um dos módulos "I", de concreto, encaixados no perfil

"C" metálico sobre os cabos de sustentação até sua posição de projeto. Em seguida, é feita a solidarização destes elementos por meio da concretagem das juntas e da protensão. As outras peças componentes da unidade básica são penduradas nessa estrutura solidarizada. Ao final, tem-se um sistema misto (pênsil e protendido), em que o conjunto adquire significativa rigidez à flexão, dado que o módulo "I" apresenta elevado momento de inércia e, solidarizados, funcionam como viga protendida. A protensão suporta 45% do peso próprio mais sobrecargas e os cabos de sustentação suportam 55% do peso próprio.

A Praça Suspensa Alentejo, parte coberta e parte ao ar livre, na verdade não é uma só, mas três. Há o nível inferior (em verde na Fig. 3): piso da praça propriamente dita com 18m de largura que, além de servir como passarela, conta com estares verdes; e dois níveis superiores (na base do módulo "I", em cinza na Fig. 3), semelhantes a mezaninos, que correm paralelos, separados por um vazio que poderá abrigar painéis pendentes para exposições temporárias.

A inclinação do arco (vide Figura 04), presente no Apoio Norte, é devida à desigualdade entre as cargas horizontais provenientes dos cabos de sustentação dos vãos principal e secundário.

Em relação ao plano de inclinação, sua forma encontra-se na linha das pressões. Sendo a força normal máxima da ordem de 116.000tf, trata-se de uma estrutura armada à compressão e moldada in loco com fck de 150MPa, resistência essa obtida recentemente no Brasil. Sua seção transversal é triangular de 10,35m². ♦

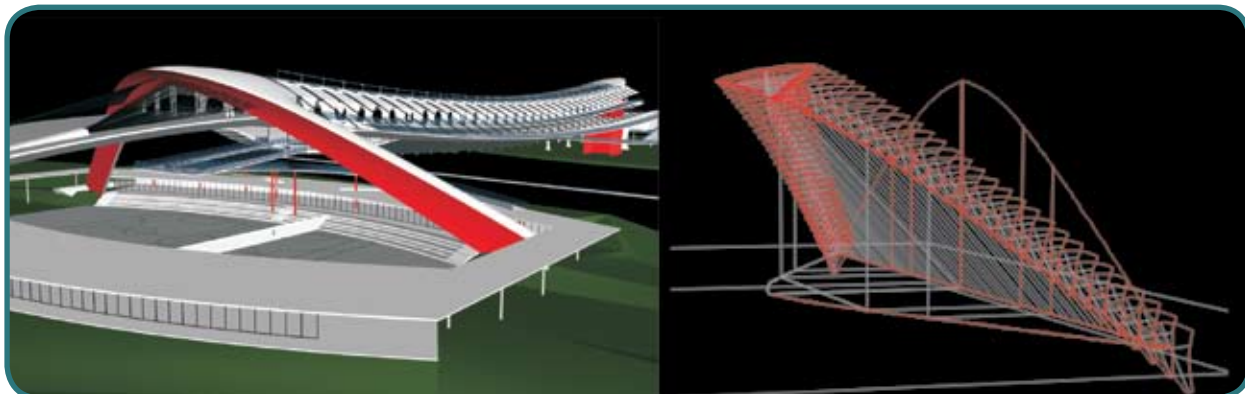


Fig. 04 – inclinação do arco

A revisão da norma brasileira NBR-6122 – “Projeto e execução de fundações”

Mario Cepollina, Jaime Domingos Marzionna, Frederico F. Falconi, Jorge Batlouni Neto, Ivan Grandis
Membros da Comissão Revisora da Norma Brasileira NBR-6122

1. INTRODUÇÃO

O exercício da Engenharia como atividade profissional é regulamentada pelas diretrizes fixadas pelo CREA – Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia, no que se refere às atribuições e deveres dos Engenheiros. Quanto aos aspectos técnicos, porém, a regulamentação ficava por conta das normas técnicas existentes sobre as diversas especialidades e que são elaboradas por técnicos especializados nas respectivas áreas, sempre subordinados à ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Com a promulgação da Lei 8.078, de 11 de setembro de 1990, conhecida como “Código de Defesa do Consumidor”, que regulamenta a relação de consumo entre as partes envolvidas, as normas técnicas deixaram de ter caráter exclusivamente de orientação técnica para o exercício da profissão e adquiriram força de lei, no caso da existência de demandas entre as partes envolvidas. Essa alteração na importância das normas técnicas está fazendo com que várias delas estejam sendo revistas, de modo a adaptá-las à nova condição.

Não está sendo diferente com a Norma Brasileira NBR-6122 – “Projeto e Execução das Fundações”. A versão atual da NBR-6122 entrou em vigor em 1996 depois de um trabalho de revisão de quase 16 anos, visto que os primeiros movimentos para sua atualização tiveram lugar no ano de 1980.

As Normas devem refletir a prática corrente, que evolui constantemente e, por isso, têm que estar em processo dinâmico de revisão, visando incorporar as evoluções tecnológicas, novos métodos de cálculo e novos procedimentos executivos.

A comunidade técnica da especialidade da Engenharia Geotécnica sentia a necessidade de proceder a uma revisão da NBR-6122 para adaptação às novas condições de relação fornecedor/consumidor e para adaptação a novas tecnologias que surgiram após a publicação da norma atualmente vigente.

Como resultado desse movimento, no ano de 2003, foi constituída uma Comissão para propor um novo texto para a NBR-6122.

2. A COMISSÃO

Considerando-se a importância de uma norma técnica e os interesses técnicos e comerciais envolvidos, a proposição de um texto que será posteriormente editado como uma Norma Brasileira, com validade em todo o território nacional e que também será utilizada em todas as situações em que ocorrerem demandas judiciais, não pode ser elaborado apenas por um segmento da sociedade. Há a necessidade que todos os segmentos estejam presentes e discutam, à exaustão, todos os aspectos que orientarão o desenvolvimento dos trabalhos profissionais.

Evidentemente, toda a sociedade tem o direito, e mais do que isso, a obrigação de participar da elaboração do texto de uma norma técnica. Entretanto, para viabilizar e ordenar os trabalhos, é sempre criada uma Comissão de Revisão. Essa Comissão tem que ser na sua essência uma representação da sociedade e tem que obrigatoriamente ter o respaldo dessa mesma sociedade. Assim, em 2 de abril de 2003, em evento público realizado no SINDUSCON – Sindicato da Indústria da Construção Civil, foi escolhida uma Comissão Revisora da NBR-6122, que teria como missão a proposição de um texto-base para posterior discussão em nível Nacional.

De modo a representar a sociedade, que na essência é produtora e consumidora dos produtos, a Comissão Revisora foi constituída da seguinte maneira:

- ◆ Coordenador: Engº Jaime Domingos Marzionna
- ◆ Secretário: Dr. Werner Bilfinger
- ◆ Representante dos Produtores – Projeto: Engº Frederico Fernando Falconi (representante da ABMS*)
- ◆ Representante dos Produtores – Projeto: Engº Mario Cepollina (representante da ABEG**)

- ◆ Representante dos Produtores – Executores: Eng^o Armando Negreiro Caputo (representante da ABEF***)
- ◆ Representante dos Consumidores: Eng^o Jorge Batlouni Neto (representante do SINDUSCON****)
- ◆ Representante Neutro: Prof. Dr. Dirceu Alencar Velloso

*ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

**ABEG – Associação Brasileira das Empresas de Projeto em Engenharia Geotécnica

***ABEF – Associação Brasileira das Empresas Executores de Fundação

****SINDUSCON – Sindicato da Indústria da Construção Civil

Evidentemente todos podem e devem participar, porém, face ao volume de trabalho que é a revisão de uma Norma, há a necessidade de se criar um núcleo que produza um texto básico para posterior discussão por toda a sociedade técnica. A Comissão realiza reuniões de trabalho fechadas com a participação exclusiva dos seus membros e técnicos especialmente convidados para a discussão de assuntos específicos, e reuniões abertas para posicionar a sociedade do andamento dos trabalhos e discutir o que está sendo elaborado.

Em maio de 2005, com o falecimento do Prof. Dirceu Alencar Velloso a Comissão Revisora após discussão interna decidiu por convidar o Prof. Dr. Jarbas Militistky para ocupar o lugar do Representante Neutro.

Em outubro de 2005 integrou-se à Comissão Revisora o Eng^o Ivan Grandis, como mais um representante dos executores.

Outros técnicos também participam de maneira esporádica, mas não menos importante, na discussão de assuntos específicos. Dentre esses não se pode deixar de salientar a participação do Prof. Dr. Waldemar C. Hachich (representante neutro) que muito tem auxiliado a Comissão no que se refere aos aspectos de segurança a serem incorporados no novo texto da NBR-6122. Há muitos outros que estão colaborando e que merecem o agradecimento pelo trabalho que têm realizado.

Nesses três anos de existência da Comissão, já foram realizadas mais de sessenta (60) reuniões. Ressalte-se que o trabalho dos membros da Comissão é voluntário.

3. OBJETIVOS

Constituída a Comissão Revisora foram estabelecidos alguns objetivos que seriam perseguidos e que estão apresentados e discutidos a seguir.

3.1. PRAZO

Havia uma expectativa, e a Comissão começou os trabalhos com esse objetivo, de que um novo texto para a NBR-6122 pudesse ser consolidado e colocado em discussão pública no prazo de um ano. Como o correr dos trabalhos, a Comissão conscientizou-se que seria impossível cumprir o prazo inicialmente estabelecido.

Apesar de, em alguns pontos, as alterações parecerem pouco profundas, elas são, na realidade, muito trabalhosas, principalmente porque, além de procurar fixar o que de mais moderno se tem de informação sobre os assuntos tratados, tem, também, que ser o resultado da conciliação das convicções e interesses das diversas partes envolvidas. Conseqüência natural foi a necessidade de se dilatar o prazo inicialmente pretendido. Outro ponto importante e que não pode deixar de ser considerado, conforme já foi dito, o trabalho de todos os participantes da Comissão Revisora é voluntário e tem que ser compatibilizado com as demais tarefas profissionais.

3.2. CONTEÚDO

Com relação ao conteúdo pretendido para a nova NBR-6122, a Comissão Revisora definiu uma linha bastante pragmática, visto que todos os seus membros têm experiência de utilização do texto atual da norma. Essa linha definiu como aspectos principais a serem perseguidos:

- ◆ compatibilizar o texto da nova norma com o texto da NBR-6118 – “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos”
- ◆ compatibilizar o texto da nova norma com o texto da NBR-8681 – “Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimentos”
- ◆ tornar o novo texto de mais fácil utilização;
- ◆ corrigir falhas existentes;
- ◆ completar lacunas; e
- ◆ incorporar práticas correntes que não constam do atual texto da NBR-6122.

3.3. FUTURO DESMEMBRAMENTO

Já nas primeiras reuniões e discussões da Comissão Revisora, formou-se o consenso que a revisão da atual NBR-6122 seria um trabalho de grande fôlego visto as dimensões e a diversidade dos assuntos por ela tratados. Assim, já no início dos trabalhos, decidiu-se que estrutura da nova norma deveria ser tal que, num futuro não muito distante, fosse possível proceder-se a um desmembramento em duas novas normas. Uma que deverá tratar especificamente dos aspectos de projeto e outra sobre os aspectos executivos dos diversos tipos de fundação. Esta última também será estruturada de modo que, num futuro um pouco mais distante, seja possível separá-la em várias outras normas, cada uma delas referente a um tipo de fundação. Esse desmembramento idealizado pela Comissão revisora tem por objetivo facilitar futuras revisões da norma e torná-las mais simples e rápidas.

4. EXEMPLOS DE FALHAS E LACUNAS

Apresenta-se a seguir alguns pontos levantados pela Comissão Revisora, julgados de grande relevância e que serão tratados no novo texto:

- ◆ o texto atual da NBR-6122 dá muita importância a cada um dos elementos de fundação de forma isolada: sapata, estaca e tubulão. Entretanto, pouca ou nenhuma importância é dada ao funcionamento conjunto destes elementos que, na realidade, é quem constituem uma fundação;
- ◆ estabelecer critérios claros e coerentes para a execução de provas de carga nos diversos tipos de fundação e, em especial, nos diversos tipos de estacas;
- ◆ corrigir a atual penalização impostas às estacas moldadas “in loco” do tipo “raiz” no que se refere ao número de provas de carga exigido – essa situação justificava-se quando da publicação da atual norma devido ao desconhecimento do real comportamento deste tipo de estaca naquela ocasião;
- ◆ deixar mais claro e com maior transparência a possibilidade de se usar fatores de segurança menores que os usuais sempre que provas de carga forem realizadas previamente à elaboração do projeto;
- ◆ introduzir novos tipos de fundação que não existiam na época da elaboração do texto atual da NBR-6122. Dentre esses novos tipos pode-se citar, por exemplo, as estacas moldadas “in loco” do tipo Ômega e Trado Vazado Segmentado (“Hollow Auger”);
- ◆ detalhar alguns tipos de fundação que estão apresentados de maneira muito sucinta, como por exemplo as estacas moldadas “in loco” do tipo “hélice-contínua”, porque eram pouco conhecidas quando da elaboração do texto atual;
- ◆ revisar as recomendações dos traços do concreto que estão desatualizadas face a tecnologia atualmente empregada.
- ◆ etc.

5. O GRANDE DESAFIO

Um dos grandes desafios, se não o maior, a ser superado pela Comissão Revisora é a adaptação do novo texto da norma no que se refere ao aspecto das ações e segurança.

O conceito de segurança estabelecido no texto atual da NBR-6122 pode, na sua essência, ser representado pela expressão a seguir:

$$\frac{\text{Resistência}}{FS} \geq \text{Solicitação}$$

onde FS é o fator de segurança global.

Neste caso, tanto a solicitação quanto a resistência são valores determinísticos. Na atualidade, houve uma alteração no tratamento da segurança. Essa mudança que já está incorporada em outras normas internacionais, como por exemplo o Eurocode, trata a segurança através da aplicação de coeficientes de segurança parciais, podendo ser resumida na expressão a seguir:

Resistência de Projeto \geq Solicitação de Projeto

A versão atual da norma NBR-8681 já define os diversos coeficientes de segurança a serem empregados na definição das solicitações de projeto.

Por outro lado, o desafio na norma de fundações é fixar os coeficientes de segurança parciais nos diversos parâmetros geomecânicos, para conseguir calcular a resistência de projeto. As solicitações também são multiplicadas ou divididas por fatores que procuram considerar a distribuição estatística de suas magnitudes e as suas probabilidades de ocorrência, resultando então em valores de solicitação de projeto.

Conceitualmente, esta proposição de avaliar segurança é muito clara; entretanto, quando se tenta aplicá-la aos problemas geotécnicos as dificuldades tornam-se evidentes.

Vamos tomar por exemplo a questão da determinação de resistências de projeto.

A versão atual da NBR-6122 já introduz esse conceito de coeficientes de segurança parciais. Entretanto, a sua aplicação fica claramente comprometida se considerarmos que na maioria das vezes os parâmetros geotécnicos utilizados em projeto são obtidos de maneira determinística e, mais, até mesmo inferidos através de correlações.

Ao longo deste período de trabalho, a Comissão Revisora teve a oportunidade de contatar profissionais de vários países e pode constatar que as dificuldades que estamos enfrentando são similares as já enfrentadas por eles ou que ainda estão enfrentando.

No que se refere às ações nas estruturas a situação está mais simples e melhor resolvida, visto que a norma brasileira NBR-8681 define claramente os fatores de ponderação que deverão ser utilizados em cada situação de cálculo. Entretanto, quando as ações também são de caráter geotécnico, a questão volta a se complicar como, por exemplo, o caso de empuxos, atrito negativo em estacas, etc.

Face aos problemas relacionados, a Comissão Revisora decidiu que não poderia abandonar definitivamente o método atualmente utilizado com fator de segurança global optando, então, por desenvolver um texto de uma forma que atenda aos dois procedimentos de verificação da segurança. Esta, sem dúvida, está sendo a maior dificuldade encontrada no desenvolvimento dos trabalhos.

6. ESTADO ATUAL DOS TRABALHOS

No momento, os trabalhos da Comissão Revisora estão bastante adiantados. A seguir apresenta-se de maneira sucinta os tópicos em que a norma está dividida e a situação nesta data.

PARTE 1 – GENERALIDADES

1. Objetivo
2. Documentos Complementares
3. Definições

4. Investigações geológicas, geotécnicas e observações locais
5. Ações e Segurança (em elaboração)

PARTE 2 – FUNDAÇÕES RASAS

1. Generalidades
2. Projeto
3. Dimensionamento geométrico
4. Disposições construtivas
5. Considerações sobre o dimensionamento estrutural

PARTE 3 – FUNDAÇÕES PROFUNDAS

1. Generalidades: ainda não feito
2. Projeto(em elaboração)
3. Estacas
 - 3.1 Estacas de madeira
 - 3.2 Estacas de aço
 - 3.3 Estacas de concreto pré-moldado
 - 3.4 Estacas escavadas com trado mecânico
 - 3.5 Estacas hélice contínua
 - 3.6 Estacas Strauss
 - 3.7 Estacas Franki
 - 3.8 Estacões e Barretes
 - 3.9 Estacas Raiz
 - 3.10 Estacas injetadas
 - 3.11 Estacas trado vazado segmentado
 - 3.12 Estacas tipo Omega (hélice de deslocamento)
4. Tubulões

7. QUESTÕES POLÊMICAS AINDA A DISCUTIR

A simples leitura do item anterior pode fazer com que se tenha a sensação que o trabalho de revisão da norma está prestes a ser finalizado. Infelizmente isso não é verdade. Além do trabalho de formatação e formalização do texto já escrito, há algumas questões polêmicas que ainda precisam ser discutidas e, certamente, demandarão um bom tempo de trabalho até que a própria Comissão revisora chegue a um consenso e possa, então, colocar em discussão com o restante da comunidade técnica.

Um dos pontos mais importantes que deverá ser discutido trata-se da formalização de como permitir o convívio das duas maneiras já expostas de verificação da segurança das obras, ou seja, com a utilização de Fator de Segurança Global e de Fatores de Segurança parciais. O grande desafio é estabelecer valores para os coeficientes de segurança tais que para obras consideradas “normais”, a segurança do projeto

resulte essencialmente igual, seja a verificação realizada com fator de segurança global, seja com fatores de segurança parciais.

A Comissão Revisora hoje está convencida que a tendência é que no futuro toda a verificação de segurança será feita através dos coeficientes de segurança parciais, entretanto, entende também que será necessário um período de transição.

Conseqüência direta da mudança do conceito de verificação de segurança, passando a ser feita através de coeficientes de segurança parciais, é que alguns procedimentos que estão incorporados às rotinas de trabalho deixarão de existir. Um exemplo é a aceitação da majoração de cerca de 30% das tensões na base (no caso de sapatas e tubulões) e da carga admissível (no caso de estacas) quando da consideração das solicitações de vento. No caso de coeficientes de segurança parciais, o que ocorrerá é que os valores últimos de resistência serão reduzidos por um coeficiente menor do que no caso de combinações de carregamentos tidas como usuais e freqüentes. Evidentemente, esses coeficientes serão definidos em consonância com a norma de ações e segurança, a NBR-8681.

Outro assunto polêmico que merecerá atenção da Comissão Revisora é o relacionado com a execução de provas de carga em estacas que, quando discutido, pretende-se definir ao menos os seguintes aspectos:

- ◆ quando há a obrigatoriedade de realização de provas de carga;
- ◆ orientação sobre os fatores de segurança a serem perseguidos em função da fase de execução da prova de carga e dos objetivos que estão conduzindo à sua realização;
- ◆ variação do coeficiente de segurança em função do número de provas de carga a serem realizadas;
- ◆ explicitar, com clareza, o que é uma prova de carga realizada “antes da obra”;
- ◆ etc.

Considerando-se, pois, o que foi aqui apresentado, a despeito de tudo o que já foi realizado, há, ainda, um grande trabalho a ser feito e que exigirá um grande esforço dos membros da Comissão Revisora da norma NBR-6122.

Já encontra-se no sítio da ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (www.abms.com.br) um texto preliminar do trabalho já desenvolvido pela Comissão Revisora. A todos que se dispuserem a lê-lo, comentarem e enviarem suas sugestões, a Comissão agradece.◆

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- NBR-6122 – Projeto e Execução de Fundações
- NBR-6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos
- NBR-8681 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimentos
- NBR-8800 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (método dos estados limites)

Painel revela amadurecimento do setor construtivo com relação aos problemas de fissuração em edificações

Os diferentes representantes da construção civil mostraram sintonia quanto ao tema da interação estrutura-vedações

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

O grupo de trabalho “Interface estruturas, vedação e revestimento” formado pela ABCP sob a coordenação do eng. José Zamarion F. Diniz e contando com os profissionais Ricardo Leopoldo e Silva França, Francisco Paulo Graziano, Selmo Chapira Kuperman, Vladimir Paulon e Inês Laranjeiras da Silva Battagin, realizou estudo abrangente da interação desses três sistemas propondo ferramentas práticas de avaliações das suas interações.

O ritmo desenfreado de trabalho nos canteiros de obras, as reduzidas margens de lucro das construtoras e os profissionais com pouco conhecimento técnico responsáveis pela execução de uma edificação desencadearam problemas com fissuração e ruptura de revestimentos e paredes num conjunto amplo de edificações no país. “Um estudo constatou a ruptura de paredes em mais de 200 edificações em São Paulo, de diferentes construtoras e projetadas por diferentes escritórios de cálculo”, frisou o engenheiro Jorge Bautlouni Neto em evento sobre o tema no 48º Congresso Brasileiro do Concreto.

O problema é velho conhecido da comunidade técnica. O concreto é um material visco-elástico, cujas propriedades variam no decorrer do tempo. Nos primeiros dias após a concretagem, é comum observar a retração plástica e de secagem, cuja intensidade varia na proporção inversa dos cuidados com a cura. A deformação lenta (fluência) do material se manifesta tão logo ele recebe a carga.

A fluência é definida para carregamento, no máximo, até a correspondente tensão de compressão no concreto alcançar aproximadamente 45% da resistência do concreto quando da aplicação da carga, sendo muito importantes os efeitos de carregamentos precoces como, por exemplo, aqueles devidos à reti-



Sala lotada durante as apresentações

rada do cimbramento muito cedo ou reescoramento. De modo geral a fluência do concreto depende de:

- ◆ Relação água/cimento: aumentando-se essa relação, o volume de poros no concreto aumenta, contribuindo para uma maior fluência do material;
- ◆ Quantidade e tipo de agregado: quanto menor o módulo de elasticidade do agregado, maior a fluência;
- ◆ Tipo de cimento: os cimentos têm diferentes velocidades de hidratação e formam hidratos em quantidade, tamanho e formas variáveis, que podem favorecer ou não a fluência do concreto;
- ◆ Tipo e quantidade de aditivos: os aditivos participam das reações de hidratação e, conseqüentemente, afetam a fluência;
- ◆ Umidade relativa do ar: ambientes secos contribuem com a fluência, porque o concreto seca com mais rapidez;
- ◆ Temperatura: a temperatura influencia a velocidade de reação de hidratação;



Ruptura de parede divisória

- ◆ Geometria da peça concretada: peças mais esbeltas ou que apresentam área maior exposta tendem a secar mais rapidamente;
- ◆ Volume de concreto: quanto maior, maior é a fluência.

A tecnologia construtiva atual possibilita que se concrete uma laje em cinco dias. Conseqüentemente, as fôrmas e escoramentos são retirados antes de o concreto assumir uma forma mais ou menos estável; uma segunda linha de produção vem logo em seguida para assentar a alvenaria e vedações. "Tanto a retração como a fluência do concreto pode promover deformações diferenciais na estrutura, causando o aparecimento de fissuras no concreto, no revestimento e nas alvenarias", alertou o engenheiro Moacir Alexandre de Andrade no Painel "Interface Estrutura-Vedações: fissuração e ruptura de revestimentos e paredes". Segundo a engenheira Inês Battagin, também presente na mesa do Painel, é inevitável a interação entre a estrutura e a vedação, pois toda estrutura deforma. O problema está na cultura construtiva brasileira. "Precisamos rever nossos procedimentos construtivos, especialmente com relação aos planos de escoramento", afirmou.

Trazendo a experiência da Tecnum na solução do problema da fissuração de paredes e revestimentos, Jorge Bautlouni expôs algumas medidas tomadas pela construtora. Com relação à estrutura, visando diminuir a amplitude da deformação de modo a não danificar a alvenaria:

- ◆ Aumento do tempo de escoramento remanescente;
- ◆ Melhora do procedimento de cura do concreto;
- ◆ Solicitação dos projetistas para adotarem menores flechas nos cálculos;
- ◆ Controle do módulo de elasticidade do concreto, aproximando-o do de cálculo;
- ◆ Análise prévia das deformações de lajes e vigas por meio de curvas de iso-deformação, com a subsequente ação preventiva em áreas críticas;

Com o objetivo de se obter uma alvenaria mais deformável, que melhor absorva as solicitações da estrutura e que possua resistência à compressão compatível aos esforços da deformação, tomaram-se as seguintes medidas preventivas:

- ◆ Utilização de blocos com maior resistência à compressão;
- ◆ Utilização de argamassas de assentamento com menor resistência e menor módulo de deformação;
- ◆ Fixação da alvenaria o mais tarde possível;
- ◆ Uso de juntas de dissipação nas fachadas, para minimizarem os efeitos das solicitações externas (ventos e higrotérmicas) e internas (fluência).

Um ponto destacado pelos palestrantes no sentido de haver um controle maior da interação estrutura-vedação foi a necessidade de uma melhor caracterização do concreto fornecido. "Os fornecedores de concreto poderiam disponibilizar tabela padrão com os traços de concreto: composição água/cimento; módulo de elasticidade; resistência à compressão", opinou Bautlouni. "As surpresas nas obras seriam menores, pois os projetistas trabalhariam com dados reais de algumas propriedades do concreto e poderiam prever com maior precisão o comportamento da estrutura", explicou Andrade.

A Engemix, concreteira da Votorantim Cimentos, mostra que está no caminho certo. Segundo o engenheiro Alexander Andras, a empresa investiu na modernização e automação de suas centrais, interligan-



Controle tecnológico do concreto

do-as com seu centro tecnológico, o que possibilitou um gerenciamento das formulações, um monitoramento em tempo real dos ensaios de concreto e uma avaliação do desempenho das centrais. A empresa já fornece a seus clientes uma Tabela de Traços Standard com as seguintes informações sobre o concreto: resistência à compressão para 3, 7, 28 e 90 dias; módulo de elasticidade tangente e secante; deformação atingida com carga pré-estabelecida; slump e perda de plasticidade com o tempo em função da temperatura. Além disso, os caminhões betoneiras da empresa estão sendo equipados com medidores de slump.

"O Painel mostrou a necessidade de uma maior integração entre os diversos segmentos da construção civil. Somente com uma visão sistêmica, encampada institucionalmente, como tem feito o IBRACON, é possível assegurar obras mais confiáveis e duráveis", apontou Egydio Hervé Neto, da Ventuscore.◆

Colaborou José Zamarion

Praçarela com pilone inclinado e estais

2ª Colocada

Equipe da UFPE/UNICAP/POLI – PE

Alunos

Ana Carolina Luna Martins, Jacqueline Lina Vianna Pinho, João Paulo Cordeiro Pessoa, Natália de Moraes Bezerra

Orientador

Prof. Romilde Oliveira

Cenário da Obra

A proposta de uma Praçarela faz parte do projeto da Prefeitura do Rio de Janeiro denominado “Plano de Reabilitação Integrada da Região Administrativa de São Cristóvão”, que tem como objetivo macro estabelecer fortes ligações entre o Norte e o Sul da Região Metropolitana do Grande Rio. Por estar localizada numa região segmentada por vias férreas e por áreas de vazios urbanos, a criação de uma Praçarela terá como função urbanística promover a integração e valorização dos bairros que fazem parte da região descrita.

A área destinada à construção da Praçarela está situada entre a Avenida Castelo Branco, no



Partido Arquitetônico

Complexo do Maracanã e a Avenida Visconde de Niterói, que dá o acesso ao antigo parque imperial, a Quinta da Boa Vista.

O Concurso, portanto, impôs dois grandes desafios à equipe: conceber um equipamento urbano monumental que sirva de elo entre as avenidas, edificações e estações viárias existentes no entorno, respeitando os limites físicos impostos e um gabarito vertical mínimo de 6 metros; e, adotar um sistema estrutural viável e compatível à proposta arquitetônica que, no momento de construção, não interfira no funcionamento da densa malha viária existente (avenidas, metrô e trem).

O entorno foi o principal elemento inspirador para a concepção plástica da obra, que objetivou ser um marco monumental e não causar um impacto visual ao ambiente. O estudo preliminar de viabilidade estrutural apontou a estrutura estaiada como melhor alternativa para a execução da Praçarela.



Praçarela – Perspectivas – Vista Superior e Detalhes



Vista aérea do projeto e detalhes

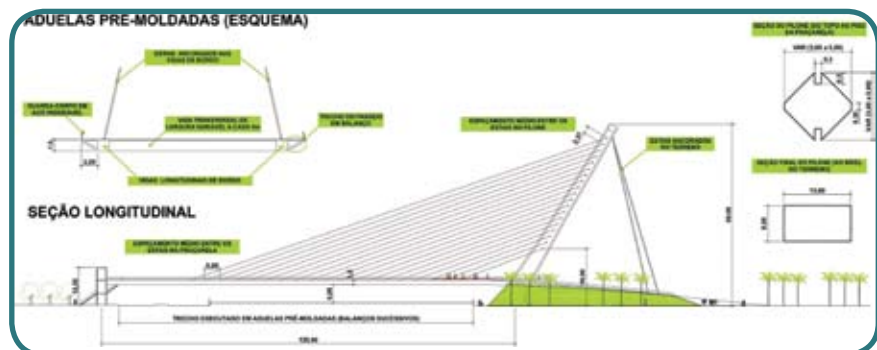
A meta escultórica foi atingida mediante um único pilone de 60m de altura, com forte inclinação, de forma a interagir harmoniosamente com os morros da cidade. A geometria da peça apresenta leve inclinação, tanto na face lateral, quanto na face frontal, onde estão fixados os estais. Na parte superior do pilone, uma reentrância destaca uma iluminação especial, quebrando a monotonia e acentuando o topo da peça. O término da projeção vertical do pilone coincide com o centro de um anfiteatro, cuja forma, com acessos em taludes e longas rampas, aproxima-se esteticamente do estádio do Maracanã, no lado oposto. A criação de um tablado circular em cor, que se destaca sobre a Praçarella, tem o propósito de funcionar como uma área de permanência sobre o passeio, onde se realizariam feiras e exposições.

O alto fluxo de pessoas estimado para o local, notadamente em dias de eventos esportivos no Complexo do Maracanã, ensejou uma ampla faixa de travessia, de forma a garantir a fluidez dos deslocamentos e não sobrecarregar o trecho estaiado, com edificações e áreas de permanência.

Concepção Estrutural

A adoção do sistema estrutural aqui apresentado justifica-se por propiciar a construção do tabuleiro sem escoramento, visando minimizar as interferências no funcionamento do sistema viário e, ao mesmo tempo, obter-se uma reduzida altura de viga, se comparado com outros sistemas estruturais. O pilone foi concebido com uma altura de 60 m acima do tabuleiro e o vão total da obra igual a 135 m. Com isso obteve-se uma relação de 0,45 (altura do pilone / vão da obra), inserida dentro da faixa ótima recomendada pela literatura para este sistema.

Dada à assimetria da obra, o pilone foi concebido com forte inclinação (30°) para o lado oposto ao vão, com o intuito de reduzir os momentos fletores na sua estrutura. Com o mesmo fim, previu-se estais



Esquema estrutural

ancorados no terreno, no lado oposto ao vão. O tabuleiro foi concebido com duas vigas longitudinais nos bordos, onde são ancorados os estais, unidas por vigas transversais em concreto protendido a cada 5,00 metros. Esta dimensão corresponde às aduelas pré-moldadas de concreto que terão largura variável (40 a 20 metros) e altura constante de 1,50m.

Sistema Construtivo

A Praçarella será executada com elementos estruturais em concreto armado e protendido, bem como estais constituídos por cordoalhas de aço. Os elementos pré-moldados referem-se às aduelas de 5 metros que serão executadas por meio de balanços sucessivos. Os demais elementos (blocos de fundação, pilone, pilares e escada) serão moldados no local. Cabe ressaltar o devido controle de qualidade do concreto durante o adensamento e a adoção de fôrmas metálicas na execução de peças moldadas no local, devido ao melhor acabamento superficial.

Da Durabilidade

Por se tratar de uma cidade litorânea deve-se considerar que a obra estará inserida em um ambiente de macro-clima marinho de classe de agressividade ambiental III, conforme a tabela 6 da NBR 6118 (2003) recomenda-se a utilização de um concreto com adições pozolânicas, pertencente, no mínimo, às seguintes classes de resistência: C30 para as peças de concreto armado e C35 para as de concreto protendido. Contudo, em função da magnitude dos esforços, será necessário utilizar concretos da classe C50 ou superior (concreto de alto desempenho). Também deverão ser observados os valores de relações a/c e cobrimentos nominais de armadura mínimos previstos NBR 6118, respectivamente: 0,55 e 40 mm para concreto armado; 0,50 e 50 mm para concreto protendido. ♦

Pontes estaiadas: uma união da tecnologia e da beleza

Yves Bournand – VSL International, Suíça

Eric Palos – VSL IPSALA, Espanha

Manfred Theodor Schmid – Rudloff Sistema de Protensão Ltda

Devido às suas vantagens econômicas e técnicas, muitas estruturas estaiadas foram construídas nos últimos 30 anos.

A dimensão possível dos vãos aumentou consideravelmente e conseqüentemente a engenharia moderna está definindo requisitos complexos e rigorosos para a sua construção.

Para atender à demanda de longos vãos e elevada durabilidade das estruturas, foi necessário aperfeiçoar a tecnologia e desenvolver novos e modernos sistemas de cabos estaiados. Este artigo expõe alguns aspectos referentes ao desenvolvimento da tecnologia dos cabos estaiados, visando oferecer uma visão geral sobre as diversas possibilidades de aplicação desta tecnologia.

Modernas estruturas estaiadas exigem alta qualidade, tanto tecnológica quanto de materiais, particularmente nos estais, que são os elementos mais críticos nesta tipologia de estruturas. Durante os últimos anos, as características quanto à resistência e durabilidade das cordoalhas existentes foram continuamente aperfeiçoadas, permitindo projetos de estruturas estaiadas muito mais avançados. Além disso, existe uma demanda da engenharia pela facilidade de monitoramento e inspeção de uma estrutura estaiada, assim como de uma performance proeminente quanto à fadiga e aos carregamentos.

Novos sistemas de cabos estaiados são projetados para atender estes requisitos. Eles incorporam camadas múltiplas e independentes de proteção de forma a garantir uma performance a longo prazo, além de oferecerem a facilidade de inspeção e de substituição de cabos, quando necessária. Ancoragens são submetidas a testes de fadiga e escorregamento. Testes de envelhecimento são aplicados aos materiais usados nos tubos plásticos, de forma a se ter materiais de elevada

performance e durabilidade. Cada parâmetro da durabilidade é avaliado.

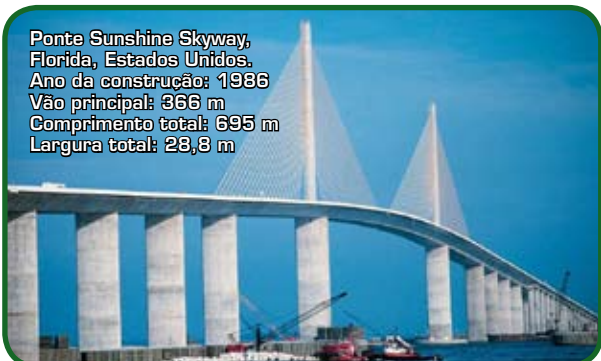
Os principais requisitos de um sistema moderno de cabos estaiados são:

- ◆ Ancoragens compactas, para facilitar a instalação em locais confinados.
- ◆ Ancoragens leves e econômicas, totalmente pré-fabricadas, para otimizar a instalação dos cabos
- ◆ Independência completa das cordoalhas, em todo o seu comprimento.
- ◆ Facilidade de instalação das cordoalhas individualmente e do seu tensionamento
- ◆ Possibilidade de substituição de cada cordoalha a partir de equipamento leve.
- ◆ Elevada proteção contra a corrosão (100 anos), nos ambientes mais agressivos.
- ◆ Performance elevada quanto ao tensionamento e à fadiga
- ◆ Componentes padronizados
- ◆ Baixos custos de manutenção
- ◆ Possibilidade de instalação de um sistema contra a vibração.

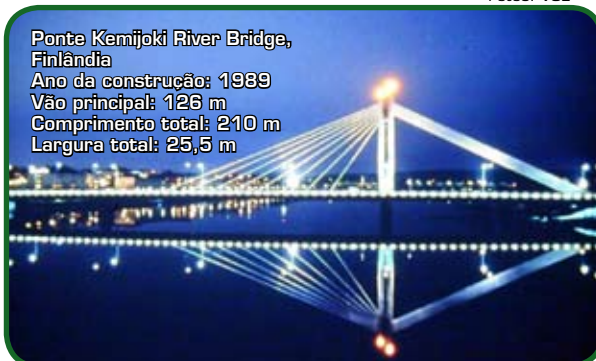
Pontes estaiadas para a travessia de mares e grandes rios

Fotos: VSL

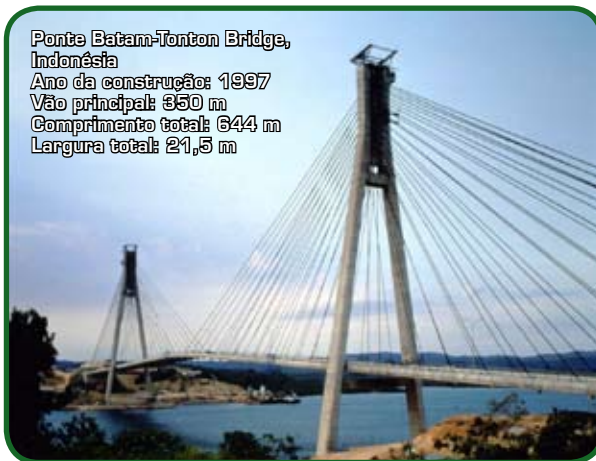
Ponte Sunshine Skyway,
Florida, Estados Unidos.
Ano da construção: 1986
Vão principal: 366 m
Comprimento total: 695 m
Largura total: 28,8 m



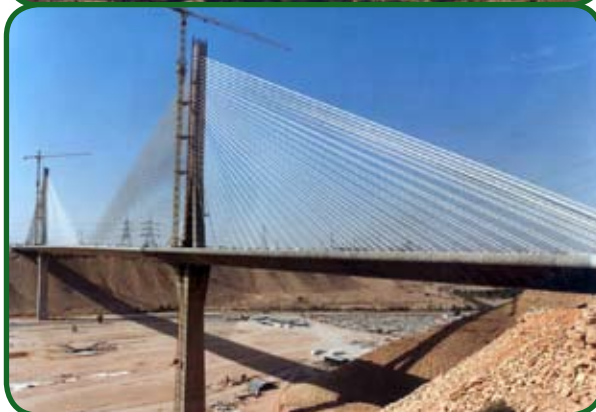
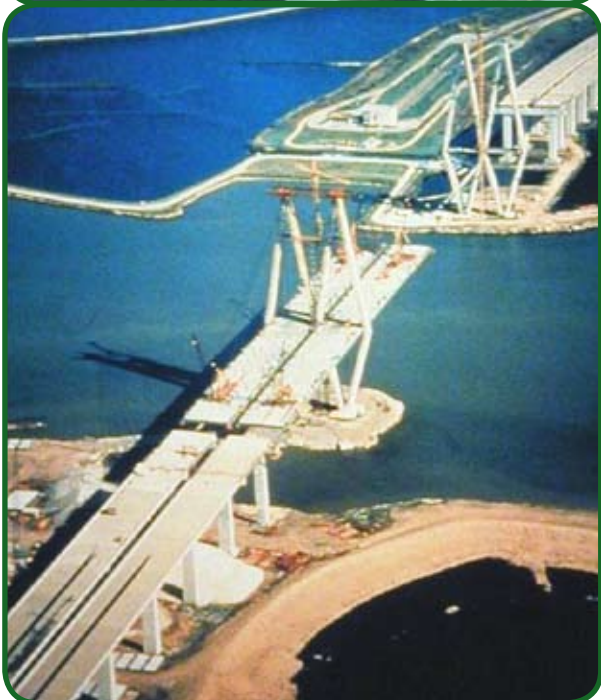
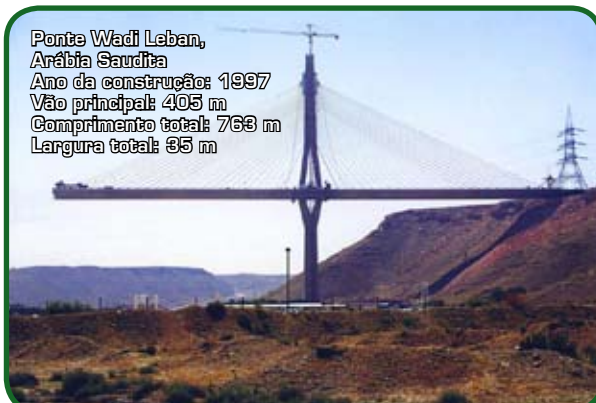
Ponte Kemijoki River Bridge,
Finlândia
Ano da construção: 1989
Vão principal: 126 m
Comprimento total: 210 m
Largura total: 25,5 m



Ponte Batam-Tonton Bridge,
Indonésia
Ano da construção: 1997
Vão principal: 350 m
Comprimento total: 644 m
Largura total: 21,5 m



Ponte Wadi Leban,
Arábia Saudita
Ano da construção: 1997
Vão principal: 405 m
Comprimento total: 763 m
Largura total: 35 m





Ponte Evripos Bridge,
Grécia
Ano da construção: 1991
Vão principal: 215 m
Comprimento total: 395 m
Largura total: 14,1 m



Ponte Barrios de Luna Bridge,
Espanha
Ano da construção: 1983
Vão principal: 440 m
Comprimento total: 637,5 m
Largura total: 22,5 m



Ponte Sucharskiego Bridge,
Polônia
Ano da construção: 2001
Vão principal: 230 m
Comprimento total: 375 m
Largura total: 20,0 m



Ponte Houston Ship Channel
Crossing, Estados Unidos
Ano da construção: 1995
Vão principal: 381m

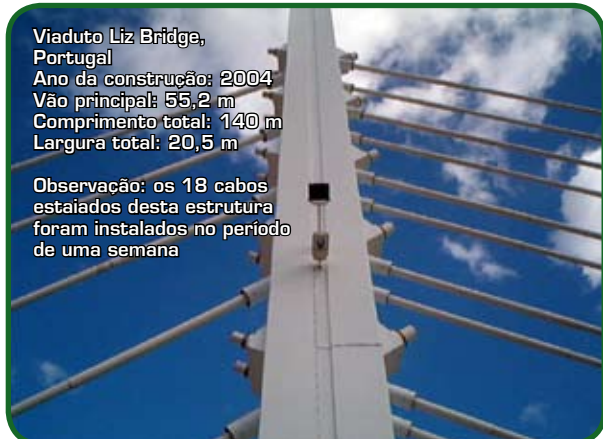


Estruturas estaiadas para a travessia de rios pequenos e viadutos

Fotos: VSL



Ponte Safti-Link Bridge,
Singapura
Ano da construção: 1995
Vão principal: 99 m
Comprimento total: 99 m
Largura total: 14,5 m



Viaduto Liz Bridge,
Portugal
Ano da construção: 2004
Vão principal: 55,2 m
Comprimento total: 140 m
Largura total: 20,5 m

Observação: os 18 cabos estaiados desta estrutura foram instalados no período de uma semana



Viaduto Centenario Bridge,
Espanha
Ano da construção: 1991
Vão principal: 264 m
Comprimento total: 552 m
Largura total: 22 m



Além disso, um sistema competitivo no mercado pode apresentar algumas qualidades que elevem ainda mais a sua performance, tais como:

- ◆ Proteções anti-vandalismo para os estais.
- ◆ Possibilidade de utilização de qualquer tipo de cordoalha existente no mercado.
- ◆ Eficiência comprovada para atender cargas estáticas e dinâmicas, conforme ensaios laboratoriais de acordo com as normas técnicas internacionais

Estruturas estaiadas para passarelas e coberturas de estádios

Fotos: VSL

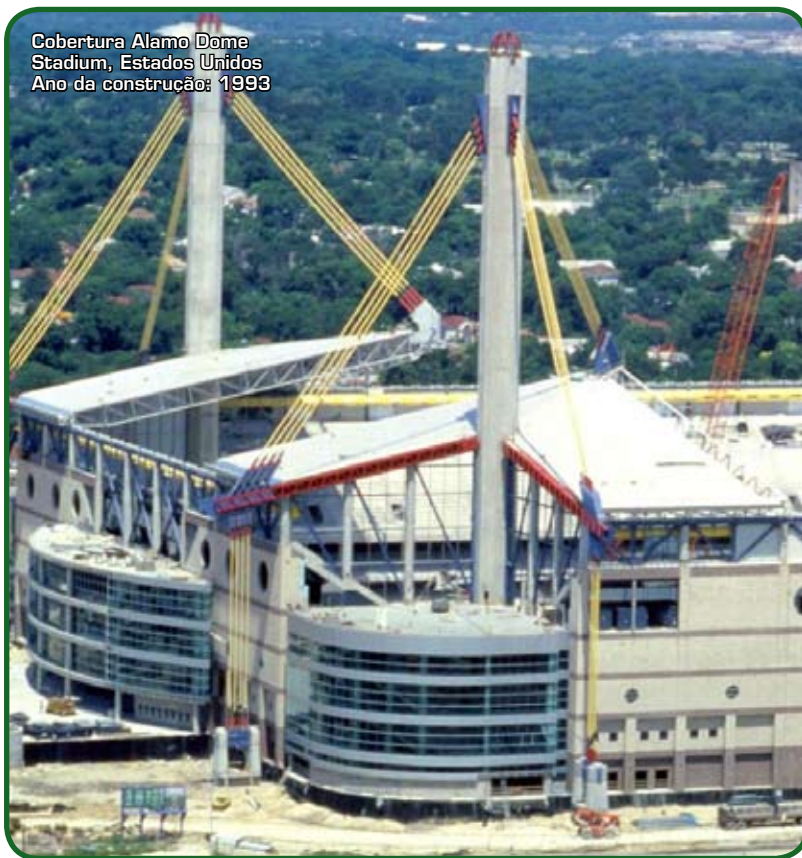


Passarela Huerfanos Stay Cable Footbridge,
Chile
Ano da construção: 1997
Vão principal: 57 m
Comprimento total: 109 m
Largura total: 5,4 m



Passarela Liebrüti Footbridge,
Suíça
Ano da construção: 1978
Vão principal: 46 m
Comprimento total: 64 m
Largura total: 4,8 m

Cobertura Alamo Dome Stadium, Estados Unidos
Ano da construção: 1993



- ◆ Múltiplos níveis de proteção anti-corrosiva dos estais.
- ◆ Versatilidade de aplicação para situações e vãos diversos, em qualquer região do mundo ou condição climática, conforme ilustram as fotos deste artigo.

De forma resumida, pode-se dizer que um sistema atual de estaiamento de pontes é uma combinação de ancoragens e cabos projetados para um alto nível de performance, um método de instalação adaptável aos modernos métodos construtivos e o uso de equipamentos modernos de manutenção, monitoramento e controle da performance da estrutura.

Nos próximos artigos, cobriremos os assuntos segurança de estruturas estaiadas, facilidade de monitoramento e inspeção e substituição de estais em casos de acidentes.◆



**Recordes são para se colocar na parede.
Bom, pelo menos a gente tentou.**

Concretize sua obra com o CAD Concrebras
Quando o assunto é inovação, a Concrebras é referência absoluta. Prova disso é o **CAD 90**, concreto recorde brasileiro em resistência com durabilidade.

Garanta mais rentabilidade por m², com a qualidade e tecnologia Concrebras.



CEA - Centro Empresarial Antártica.
Mais área útil com **CAD 90 Concrebras.**




concrebras
O CONCRETO DO BRASIL

Curitiba (41) 3317-1144
www.concrebras.com.br

Holcim lança tecnologia de aplicação de cimento



Holcim apresenta sua mais nova tecnologia na FEIBRACON

Uma nova solução em aplicação de cimento chega ao mercado com a marca Holcim. É o sistema Microinjet, apresentado no 48º Congresso Nacional de Concreto, entre os dias 22 e 27 de setembro, no Rio de Janeiro.

Microinjet é uma tecnologia especialmente desenvolvida para a aplicação dos microcimentos Holcim. Microcimentos são produtos de granulometria extremamente fina criados para auxiliar no reparo de situações como falhas construtivas; fissuras em estruturas, pisos e pavimentos de concreto; instabilidades ou problemas com nivelamento de placas de pavimentos de concreto (estabilização de base ou correção de recalques diferenciais); preenchimento de vazios deixados por infiltração de água em estruturas de concreto (bombeamento); empenamentos, entre outras situações.

O sistema Microinjet é composto por um

misturador de alta eficiência – que prepara a calda de microcimento a ser aplicada –, uma bomba pneumática de média pressão, um controlador de frequência e conexões especiais para facilitar a injeção do produto no local do reparo. Na Europa e na Ásia já é largamente utilizado em diversas aplicações.◆



Profissionais explicam tecnologia

Painel debate Controle da Resistência do Concreto

Representantes das concreteiras, das construtoras, dos laboratórios e de escritórios de projetos discutem a importância do controle tecnológico da obra - como controlar, por que controlar e para quem interessam os resultados?

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa



Teste do slump

Quais os parâmetros que aferem a qualidade do concreto? O parâmetro fck significa o mesmo que resistência? Controlar o parâmetro fck é suficiente para garantir a qualidade de uma obra? Controlar a resistência do concreto é o mesmo que controlar a estrutura? Qual é a idade para se aferir a resistência do concreto? Considerado um assunto controverso, para tentar dar um norte a essas questões, foi organizado, no 48º Congresso Brasileiro do Concreto, um Painel com representantes dos diferentes segmentos envolvidos no Projeto, Execução, Concretagem e Controle das obras.

Na visão do projetista estrutural Francisco Graziano, o controle da estrutura é muito mais amplo do que o controle da resistência à compressão do concreto, pois contempla também os controles de resistência à tração, à flexão e ao corte, envolvendo as atividades de projeto, execução e controle da estrutura. Mas, o parâmetro fck, entendido como resistência à compressão, pode servir de indicador da confiança da estrutura projetada, desde que acompanhado da variabilidade dessa resistência do concreto amostrado. "O fck pressupõe uma metodologia de controle de qualidade, que é o método semi-probabilístico de segurança. Este precisa ser medido aos 28 dias, que é quando o nível de resistência do concreto já sofreu o efeito da perda da capacidade resistente sob o efeito da carga mantida", explicou Graziano.

"O fck mede a resistência do concreto à compressão, que raramente ocorre, porque os maiores



Concretagem da laje

esforços na estrutura são as forças de tração e de flexão. Mas, indiretamente ele indica as resistências à tração e à flexão, o que faz dele o principal parâmetro do projeto e do controle tecnológico da estrutura", resumiu Egidio Hervé Neto, coordenador do Painel.

Paulo Sanchez, diretor técnico da construtora Sinco Engenharia, apresentou a forma como é feito o controle do concreto no canteiro de obras da construtora, durante a execução. Na opinião do profissional, o procedimento pode ser resumido ao levantamento das quantidades e características do concreto; à verificação do traço e outras características do concreto em nota fiscal, quando da chegada da betoneira; à montagem da planilha para rastreamento do concreto; aos testes para verificação do slump; ao mapeamento da laje, quando do início da concretagem; aos testes de corpo de prova aos sete e aos 28 dias; e cura.

"Por que o serviço de concretagem não pode ser prestado tal como o fornecimento do aço, onde não é preciso ensaiar os lotes recebidos, porque a garantia da qualidade vem atestada pelo fabricante?", questionou Sanchez.

A resposta foi dada por Arcindo Vaquero y Mayor, da Associação Brasileira das Empresas de Serviço de Concretagem (Abesc) ao dividir as responsabilidades pelo controle tecnológico da obra entre os quatro agentes envolvidos em seu projeto e execução:



Esquema do mapeamento da concretagem da laje

- ◆ Ao projetista cabe estabelecer o fck, inclusive especificando os requisitos de durabilidade da estrutura, a partir da definição da classe de agressividade do meio, entre outros requisitos de qualidade;
- ◆ À construtora e ao proprietário cabe a escolha correta do cimento e do concreto, de acordo com as especificações do projeto; a checagem desses materiais (verificação da conformidade das propriedades do concreto fresco; verificação do atendimento aos requisitos do concreto endurecido); e o controle do processo construtivo, inclusive sua documentação;
- ◆ A concreteira é responsável pela caracterização dos materiais componentes do concreto, de acordo com a NBR 12654; estudo de dosagens; ajuste e comprovação dos traços; e preparação do concreto segundo a NBR 7212.

Essas competências estão definidas na NBR 12655, que é a norma que trata do controle tecnológico das obras de concreto. "As concreteiras são responsáveis pelos ensaios do controle interno na produção do concreto e têm investido em automação e rastreabilidade para melhor atender as especificações de seus clientes; mas, não podem ser responsabilizadas pelo controle tecnológico da obra, pois se trata de uma prestação de serviço que não inclui a parte de aplicação e cura do concreto, além da necessidade de conhecimentos específicos detidos pela Construtora sobre os lotes exclusivos da obra, a serem aprovados com critérios da NBR 12655, dos quais a concreteira não participa", concluiu Vaquero.

Ponto de vista sustentado por Ruy Bailot, presidente da Associação Brasileira das Empresas de Tecnologia da Construção Civil (Abratec). "A Lei 5966, que criou o SINMETRO em 1973, determinou que os testes de controle nas obras devem ser feitos por empresas certificadas pelo INMETRO, órgão res-



Painelistas debatem o controle da resistência do concreto

ponsável pela acreditação dos laboratórios de ensaio e de calibração. Os ensaios de certificação referem-se à qualidade de produção dos produtos aplicados na obra, por exemplo, o concreto. Mas, a variação do nível de qualidade para baixo de uma parte da produção, que pode estar no limite aceitável da usina, pode ser catastrófica se este for completamente usado num lote de uma obra", alertou. Por isso, os ensaios de recebimento do concreto devem ser rotineiramente realizados com amostras colhidas na obra por laboratório credenciado, assim como os ensaios de desempenho desse concreto na estrutura. Isto cresce de importância na medida que a norma de execução (NBR 14931) não permite a retirada das fôrmas ou a movimentação dos escoramentos sem a comprovação do fck do concreto empregado e de sua variabilidade.

"Diferentemente do concreto, o aço é produto industrializado que não tem alteradas as suas propriedades na execução ou com o tempo, ao contrário do concreto, que chega fresco e ganha resistência na obra. Por isso, não há como garantir a qualidade do concreto na obra com base na qualidade de sua produção na



Corpos de prova para controle tecnológico

concreteira", complementou o congressista Sérgio Assunção, da Lenc.

Segundo dados da Abratec, o custo do controle tecnológico oscila entre 0,5 e 2% do custo da obra, "o que é irrelevante diante dos 12% do valor da construção para o caso de manutenção corretiva até o período de cinco anos de vida útil, prazo em que as construtoras são responsáveis, por lei, pela manutenção integral do empreendimento", concluiu Bailot.

Encerrando o Painel, o engenheiro Hervé convidou os presentes a constituírem um Grupo de Trabalho para a elaboração de uma Prática Recomendada sobre o tema, a ser apresentada no âmbito do IBRACON oportunamente.◆

Colaborou Egydio Neto

Praçarela vence gabarito de 6 metros com níveis sobrepostos

3ª Colocada

Equipe da Universidade Federal Rural – RJ

Alunos

Marília Gonçalves Ribeiro, Érica Griep de Souza Franco, Fernanda Dias Mihessen, Vânia Rosa Guimarães

Orientadora

Profª. Edna das Graças Assunção Freitas



Figura 1 – Perspectiva

Os bairros do Maracanã e São Cristóvão, no Rio de Janeiro, são vizinhos, porém divididos pelas vias metrô-ferroviárias e pela Av. Castelo Branco. Essa é uma região de grande importância histórica para a cidade, além de abrigar dois grandes ícones de lazer: o parque da Quinta da Boa Vista (antiga residência da família Real) com o Museu Nacional e Zoológico; e o Complexo Esportivo do Maracanã.

A implantação de uma praçarela interligando o Maracanã e a Quinta da Boa Vista (Figura 2) pode ser o primeiro passo para revitalizar a região e, juntamente com a formação de

novas áreas residenciais, atrair novos moradores e aumentar a auto-estima da população residente.

A proposta tem como principal conceito o resgate das formas livres e do lazer com inserção na natureza, quebrando com a rigidez da área que hoje se encontra cercada por muros.

O acesso a Praçarela, para quem está saindo do Maracanã, será pela

Rua Mata Machado, que está atualmente inutilizada para o trânsito. Pelo lado da Quinta da Boa Vista, o acesso se dará pela Av. Bartolomeu de Gusmão, considerando-se que o parque fecha durante a noite.

Uma das principais preocupações durante a elaboração do projeto foi com a acessibilidade, tendo em vista o gabarito vertical de 6m livres que deveria ser vencido. Para amenizar a subida, foram criadas praças intermediárias, com rampas que vencem altura de 2,5m, possibilitando acesso mais suave ($i=6\%$) e ambientes com diferentes funções, resultando em

áreas para descanso e lazer, prática de esportes e entretenimento.

Para obtenção das áreas elevadas foram criados desníveis no terreno, formando taludes de contenção, devidamente compactados e estruturados, para receberem as cargas das várias praças e edificações que ali serão construídas, que proporcionarão uma moldura verde, juntamente com a arborização implantada.

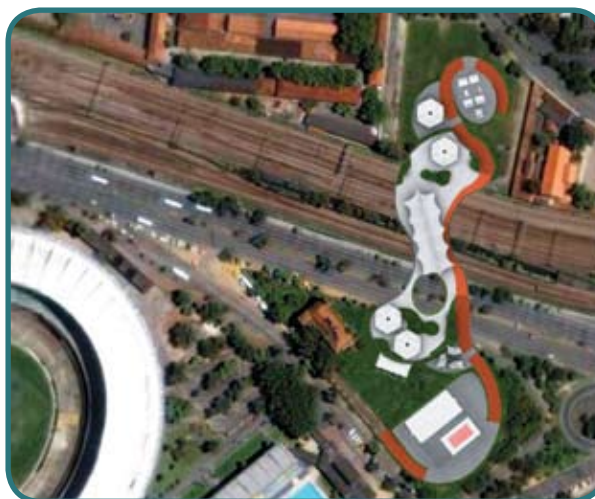


Figura 2 – Vista aérea

Cada uma dessas praças foi desenvolvida a partir de um traçado regulador baseado na proporção áurea. Foram adotadas formas proporcionais que se relacionam com a natureza, criando ordem e harmonia entre os elementos da composição visual. O uso de formas curvas criou ambientes mais convidativos com diferentes perspectivas.

Estabeleceu-se uma organização espacial de modo que não ficassem áreas vazias e que fossem inseridos ambientes para atender a todas as faixas etárias, em diversos horários, tornando o espaço movimentado e seguro.

No lado do Maracanã (Figura 3) são propostos: a restauração e reutilização do espaço do antigo Museu do Índio para abrigar um Museu do Futebol; um Cine Teatro sob um dos taludes - visando suprir a carência de espaços de entretenimento na região; Praça de esportes - com um campo de futebol society, uma quadra de vôlei de praia, uma quadra poli esportiva, espaço para ginástica com equipamentos específicos, espaço parcialmente coberto (lonas tensionadas) para atividades coletivas.

A ciclovia e a pista de Cooper são mais um incentivo à prática de esportes. A pista é uma continuação da que vem do Maracanã e vai margeando a praçarella de uma extremidade à outra. Paralela, está a pista de passeio contemplativo, para o público que deseja apenas relaxar.

No centro há uma grande área de integração dos diferentes espaços, parcialmente coberta com lonas tensionadas, contando com quiosques, bares, lojas, sanitários (feminino, masculino e infantil), administração e atendimento ao turista.

No lado da Quinta da Boa Vista (Figura 4) encontra-se um espaço para o público infantil, com parquinho e equipamentos destinados a brincadeiras e lazer. No patamar abaixo está o skate park, que forma junto com as quadras o ambiente de maior interesse dos jovens e, por isso, foi implantado na extremidade oposta para que não houvesse um desequilíbrio na concentração desses dois ambientes.

Além dos espaços mencionados, vale destacar que no percurso haverá jardins e arborização - que além de proporcionarem áreas sombreadas de repouso contribuem para redução de ruídos - lixeiras seletivas, bicicletários, telefones públicos, postes de iluminação geral e pontual e spots para piso e jardim.

Estrutura Principal

O vão central, que passará sobre a linha férrea e a avenida

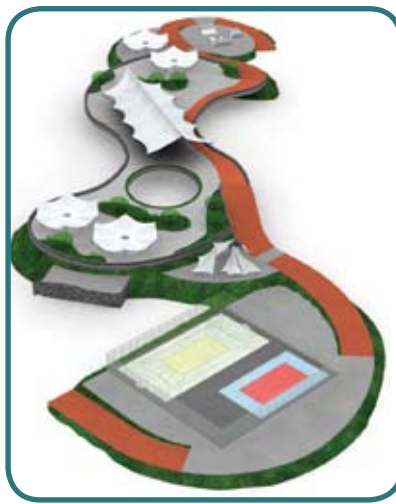


Figura 3 – perspectiva acesso ao Maracanã



Figura 4 – Perspectiva acesso Quinta da Boa Vista

Castelo Branco com cerca de 110m e largura variável, será conseguido através do sistema construtivo de balanços sucessivos, composto de aduelas pré-fabricadas de concreto protendido.

A seção transversal do trecho em aduelas é constituída de 3 vigas em forma de vigacaixão com balanços variáveis e montadas com o auxílio de treliça autolanzável.

As aduelas deverão ser fabricadas em fôrmas especiais, de tal modo que cada uma use a superfície de contato da anterior

à guisa de molde. A obtenção da largura projetada em cada trecho se dará mediante a variação do comprimento do balanço destas.

A ligação entre as três vigas se dará através da concretagem "in loco" de um trecho de 60 cm. Os pilares de sustentação do vão central estão localizados nos taludes de extremidade. Propõe-se que a resistência dos elementos estruturais empregados para obtenção do vão central seja comprovada em ensaios de modelos reduzidos.

Durabilidade

A praçarella foi concebida de modo a ser uma estrutura de importante papel dentro do sistema urbano, social e até mesmo econômico da cidade do Rio de Janeiro. Desta forma deve-se prever uma vida útil de 80 anos.

Por se tratar de uma área urbana, com tráfego intenso de carros, o concreto a ser utilizado nas peças pré-fabricadas da estrutura principal deverá ser da classe C35, altamente impermeável e cobrimento nominal de 40mm, além de um rígido controle de qualidade no decorrer de todas as etapas de construção, bem como o atendimento irrestrito às normas NBR 6118/2004 e NBR 8681/2004. Também os materiais componentes aos diversos ambientes projetados deverão ser especificados de modo a se obter a maior vida útil possível.

Agradecimentos

A todos os professores que colaboraram e deram apoio à nossa participação: Carlos Eduardo da S. Costa, Cláudio A. Lima Carlos, Jaqueline Lima Pires, Paulo Aguiar e ao designer gráfico Marcus Vinícius Cidreira. ♦

RAA 2006 mostra massa crítica e aponta perspectivas

Simpósio reúne comunidade da construção em torno do problema da reação álcali-agregado e de suas soluções possíveis

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

O II Simpósio sobre Reação Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto (RAA 2006) aconteceu nos dias 24 e 25 de setembro, no Riocentro, dentro da programação do 48° Congresso Brasileiro do Concreto.

O simpósio objetivou reunir a comunidade técnica e científica da construção civil para a troca de informações, trazendo as pesquisas realizadas no Brasil e no mundo sobre o tema. Foram ao todo 35 artigos técnicos submetidos ao evento, com 2 palestras de convidados internacionais além de 19 trabalhos apresentados no auditório Ary Frederico Torres, divididos em quatro sessões temáticas: Medidas Preventivas; Avaliação da RAA; Estudos de Casos;



e Auscultação e Reabilitação das estruturas. Outros 14 trabalhos foram apresentados na forma de pôsteres no hall de exposição. "O simpósio propiciou debates de elevada qualidade, por vezes, acalorados, entre os participantes. A importância do assunto pôde ser medida na efetiva participação da comunidade da construção civil, que concordaram com o encerramento das sessões sob protestos", avaliou o engenheiro Selmo Kuperman, coordenador do simpósio juntamente com a engenheira Nicole Hasparyk.

A Reação Álcali-Agregado é uma reação lenta que ocorre entre os agregados e os hidróxidos alcalinos do cimento presentes no concreto na presença de água.



Participaram da mesa-redonda, da esquerda para a direita: Paulo Monteiro, Alberto Jorge Cavalcanti, Selmo Kuperman, Walton Pacelli de Andrade, Benoit Fournier e Flavio Moreira Salles



Ação da RAA

A reação forma um gel expansivo que introduz forças de tração na estrutura, o que pode causar sua fissuração. Comum em obras marítimas e em barragens, recentemente constatou-se também a RAA em fundações de algumas edificações na região metropolitana de Recife. Quando desta descoberta, o Comitê Técnico do IBRACON, constituído para estudar o assunto, assim registrou em seu comunicado técnico para a sociedade: “Pela primeira vez no Brasil esse fenômeno vem ocorrendo em edifícios e com intensidade significativa para fissurar alguns blocos de fundações. Trata-se, portanto, de um novo desafio ao conhecimento e à engenharia nacional”. Não por acaso, três estudos de caso sobre o tema trataram justamente desse tipo de problema nas fundações da região, neste simpósio.

O I Simpósio sobre a Reação Álcali-Agregado, realizado em Goiânia, em 1997, teve o

mérito de alertar a comunidade técnica para o problema e de mobilizar a comunidade científica para a pesquisa aprofundada do assunto, tendo em vista as peculiaridades do país. De lá aos dias de hoje formou-se, no Brasil, uma massa crítica sobre a RAA, constituiu-se um acervo técnico e buscaram-se soluções alternativas para inibir a reação.

Além dos 11 trabalhos inscritos no II RAA 2006 que trataram do tema avaliação da RAA, o evento contou com as apresentações dos dois palestrantes convidados dentro deste tema:

- ◆ O professor Paulo Monteiro, da Universidade da Califórnia em Berkeley, que apresentou um estudo sobre o efeito da deformação do agregado na expansão do concreto, trazendo aos presentes métodos para a quantificação do potencial reativo do agregado.



Fissuras causadas pela RAA

EFEITO DA DEFORMAÇÃO DO AGREGADO NA EXPANSÃO DO CONCRETO – PAULO MONTEIRO (UNIV. CALIFÓRNIA EM BERKELEY)

Para a detecção e caracterização do agregado reativo com sílica deformada é apresentada uma pesquisa integrada envolvendo técnicas de caracterização avançada constituídas de microscopia eletrônica de transmissão e difração de nêutrons, além de ensaios de expansão acelerada.

Os resultados indicaram que:

- ◆ A química de superfície pode auxiliar na avaliação do nível de tensão da RAA;
- ◆ Os estudos no Ciclotron indicam a possibilidade de controle da RAA.
- ◆ A análise da textura abre caminho para determinação da deformação da rocha e, conseqüente reatividade através da orientação preferencial dos minerais, mais especificamente da biotita;
- ◆ A microscopia eletrônica de transmissão possibilitou uma correlação entre a expansão e a deformação da rocha.

INVESTIGAÇÃO DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO EM ROCHAS CARBONÁTICAS – SILVEIRA ET AL. (FURNAS)

No trabalho é apresentada uma abordagem da reatividade de rochas carbonáticas, com casos brasileiros, mostrando que as mesmas podem desenvolver reações tanto do tipo álcali-carbonato (RAC) como do tipo álcali-sílica (RAS).

São apresentadas diversas metodologias de investigação através de ensaios normalizados e uma análise criteriosa da mineralogia destas rochas, mostrando que algumas vezes ocorre incompatibilidade entre resultados obtidos nos métodos, alertando quanto aos riscos de seu uso.

AVALIAÇÃO PRÁTICA DO ÍNDICE IPR NA PREVISÃO DA REAÇÃO ÁLCALI-SILICATO DE ROCHAS GRANITÓIDES – KIHARA ET AL. (ABCP)

A partir dos diferentes parâmetros que interagem na RAA, os autores fazem uma abordagem quanto a previsão da reatividade potencial em rochas “granitóides” pelo Índice de Reatividade Potencial – IPR, que leva em conta as características petrográficas, o tipo de obra e a sua interação com o meio ambiente, balanceando cada um destes fatores com base em pesos atribuídos a cada um deles.

Os autores aplicam o IPR em casos reais de obras de concreto afetadas pela RAA mostrando uma boa correspondência entre os valores de IPR e a ocorrência efetiva da reação.

HISTÓRICO DE CASOS DE RAA OCORRIDOS RECENTEMENTE EM FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE – ANDRADE (TECOMAT)

O trabalho apresenta um relato histórico e conceitual do fenômeno de ocorrência de reações expansivas na região metropolitana do Grande Recife, mais especificamente em blocos de fundações de edifícios, já chegando a 10 casos diagnosticados a partir de 2005, citando os ensaios executados e classificando os agregados reativos da região que geraram o fenômeno.

AVALIAÇÃO DE EXPANSÕES EM TESTEMUNHOS DE CONCRETO E EFEITO DO LÍCIO NA RAA – HASPARYK ET AL. (FURNAS)

Os autores apresentam um estudo em laboratório sobre expansões residuais em testemunhos de concreto afetados pela RAA, extraídos da UHE Furnas. Os corpos-de-prova foram submetidos a quatro condições de expansão, incluindo ambiente de elevada umidade, imersão em NaOH (com e sem tratamento prévio com produto a base de lítio) e imersão em solução composta de lítio e sódio.

Os resultados mostraram ainda um potencial para a ocorrência de reação expansiva, mesmo nas condições envolvendo lítio, entretanto, na sua presença as expansões apresentaram os valores mais baixos mostrando diferenças significativas com as demais.

- ◆ O engenheiro Benoit Fournier, do Centro Canadense para Tecnologia Mineral e Energética (Canmet), discutiu a confiabilidade dos testes correntes para a determinação da reatividade dos agregados, apresentando um modelo de verificação da potencial reatividade do agregado.

“Os temas mais controversos abordados no simpósio foram os relativos à metodologia de determinação de agregados reativos, às metodologias de reparos de estruturas afetadas pela RAA e ao futuro – o que a comunidade técnica e científica precisa e deve fazer para evitar a ocorrência da RAA nas estruturas de concreto?”, concluiu Kuperman.

Mesa redonda

Para o encerramento da RAA 2006 foi formada uma mesa redonda com cinco palestrantes para responder algumas questões-chave formuladas pelos organizadores. A seguir são reproduzidas resumidamente as perguntas e respostas.

1 – O uso do lítio pode inibir a RAA em estruturas de concreto?

Paulo Monteiro: O efeito positivo do lítio na

inibição da RAA depende de diversos fatores, tais como: tipo de agregado reativo; tipo de tratamento utilizado; momento de aplicação do tratamento, assim como seu número e duração; estágio em que se encontra a reação; permeabilidade do concreto; e espessura do elemento estrutural. Por isso, recomendam-se testes em protótipos e monitoramento. A eficiência do uso do lítio no concreto fresco para evitar o surgimento da RAA já foi atestada; mas, seu uso no concreto endurecido não encontra ainda respaldo na bibliografia especializada.

2 – Para evitar a RAA basta adicionar qualquer material pozolânico no concreto?

Walton Pacelli apresentou diversos resultados sobre o comportamento da RAA com diferentes composições de metacaulim, mostrando que o uso de 7 a 10% de metacaulim pode implicar na redução das expansões. Pacelli recomendou também testes preliminares da adição e do teor a ser empregado antes do seu uso, ou seja, sempre se deve testar a adição que será usada em combinação com o agregado reativo, pois os agregados possuem comportamentos distintos assim como as adições. Alguns estudos, segundo Pacelli, mostram que o uso de cimento com 50% de escória de alto-forno pode também reduzir as expansões a níveis aceitáveis.

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NO VERTEDEIRO DA USINA PAULO AFONSO IV – CAVALCANTI ET AL. (CHESF)

São mostrados neste trabalho os estudos realizados na Usina de Paulo Afonso IV para avaliação de possíveis esforços adicionais nos cabos do munhão e subsidiar a instrumentação, através de modelos numéricos. A usina, localizada no Rio São Francisco, teve sua construção terminada em 1981 e o enchimento do reservatório em 1979. Em 1985 foram detectados os primeiros sinais de RAA, principalmente através de fissuras nas paredes das salas dos geradores. Os autores mostram a potencialidade dos métodos numéricos no acompanhamento de RAA em estruturas de concreto.

CONVIVENDO COM REAÇÕES EXPANSIVAS EM BARRAGENS – A EXPERIÊNCIA DA EMAE – BRAUN (EMAE)

O trabalho relata as experiências da EMAE sobre as suas principais estruturas hidráulicas que foram construídas na primeira metade do século XX e tiveram o diagnóstico da RAA nos anos 1980 e 1990. São apresentadas as práticas adotadas no trato de estruturas com estas reações expansivas, envolvendo o diagnóstico preliminar a partir de inspeções e problemas mecânicos, amostragem e análises de laboratório, instalação de instrumentação específica, além de intervenções corretivas.

AVALIAÇÃO DA REATIVIDADE POTENCIAL DE AGREGADOS PARA CONCRETO – O QUANTO CONFIÁVEIS SÃO OS MÉTODOS ATUAIS E OS NOVOS MÉTODOS DE ENSAIO? – BENOIT FOURNIER (CANMET)

É feita uma abordagem a respeito dos métodos de ensaio mais comuns utilizados na investigação da RAA, destacando o método acelerado das barras de argamassa – AMBT (ASTM C-1260), o dos prismas de concreto – CPT (ASTM C-1293), a versão acelerada dos prismas de concreto – ACPT e o método das microbarras de concreto – CMBT (Rilem AAR-5). Como conclusões:

- ◆ O AMBT é normalmente considerado um bom ensaio para avaliar a RAA;
- ◆ Entretanto, um número significativo de agregados que passou no teste acelerado das barras de argamassa (AMBT) falhou no método dos prismas de concreto - CPT (areias silicosas; granitos-gnaisses), mostrando a possibilidade de resultados falso-negativos;
- ◆ O CPT é normalmente considerado um método mais confiável entre os apresentados, devendo seus resultados serem levados em consideração, apesar da longa duração do ensaio;
- ◆ O teste de prismas de concreto na versão acelerada (ACPT) apresenta-se promissor para a avaliação mais rápida do potencial reativo do agregado em concreto no lugar do CPT, entretanto análises adicionais em laboratório são necessárias;
- ◆ Os testes de laboratório disponíveis precisam ser melhor afinados, através de ensaios interlaboratoriais.

3 – Como garantir que blocos de fundação afetados por RAA não apresentarão problemas de fissuração ou movimentação anos após a realização dos reparos?

Alberto Cavalcanti: Teoricamente, a única forma de parar a expansão da RAA é retirando toda a água da estrutura de concreto afetada. Como isso não é viável, o reparo pode apenas reduzir a expansão, mas não eliminá-la. As taxas de expansão medidas em obra com e sem reparos foram as seguintes:

- ◆ Sem reparo: 190 $\mu\epsilon$ /ano
- ◆ Com membrana: 170 $\mu\epsilon$ /ano
- ◆ Com membrana e protensão: 120 $\mu\epsilon$ /ano;
- ◆ Com encapsulamento: 60 $\mu\epsilon$ /ano.

4 – É possível caracterizar o agregado como reativo ou não a partir da ASTM 1260?

Benoit Fournier: A norma não acusa todos os tipos de reação álcali-agregado; adicionalmente, a análise petrográfica não é suficiente para a determinação da reatividade do agregado; além destes, é recomendável o emprego de outros tipos de ensaio como o método dos prismas de concreto a 38°C, o método acelerado

dos prismas a 60°C e o método das microbarras (como indicado pelo palestrante convidado em sua palestra).

5 – Como garantir que problemas similares aos de Recife não ocorram em outras regiões brasileiras?

Flávio Salles: Em primeiro lugar, é preciso multiplicar a conscientização da sociedade para o problema da RAA, para que as partes envolvidas tenham responsabilidade em tomar medidas preventivas necessárias. Em segundo lugar, faz-se necessário uma gestão concatenada entre os agentes da construção civil: as universidades, responsáveis pela difusão desse conhecimento, principalmente entre os estudantes de engenharia; os centros tecnológicos, na realização de pesquisas e na busca de resultados; e o Ministério da Integração Nacional talvez devesse assumir a responsabilidade do mapeamento das jazidas; as concreteiras poderiam fornecer um atestado de garantia; e os órgãos de classe precisam ser unidos para defender a qualidade e durabilidade das construções.◆

Colaboraram Nicole Hasparyk e Selmo Kuperman

Os vencedores do Prêmio Talento Engenharia Estrutural

Seis profissionais da área da engenharia estrutural foram premiados na quarta edição do Prêmio Talento Engenharia Estrutural em cerimônia realizada no dia 25 de outubro de 2006 no Hotel Unique, em São Paulo (SP).

Estiveram presentes na premiação o presidente da Gerdau, Jorge Gerdau Johannpeter, o presidente do IBRACON, Prof. Paulo Helene, e muitas outras personalidades do setor.”

Numa promoção conjunta da ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural) e do Grupo Gerdau, a premiação contou com a inscrição de 80 profissionais que concorreram em três categorias: Edificações, Obras-de-Arte e Soluções Inovadoras. Este número superou



Vencedores do Prêmio

a expectativa dos organizadores que era atingir a marca de 70 participantes.

O vencedor na categoria Edificações foi o eng. Ricardo Leopoldo e Silva França, da França & Associados, responsável pelo projeto do Edifício E-Tower, de São Paulo (SP). Esta categoria leva em conta as estruturas verticais e/ou horizontais que se destinam à utilização residencial, comercial, escolar, entre outras. O empreendimento da Tecnum Construtora destaca-se por ser um edifício de 150 m de altura e com 42 andares, onde foi aplicado concreto de alta resistência nos pilares, desenvolvido especialmente para o projeto, constituindo-se em um recorde nacional de resistência. Para a construção do E-Tower, foi também necessário ensaiar o modelo do prédio em túnel de vento. A técnica consiste em montar o modelo reduzido do prédio e de edifícios da região para verificar seu comportamento aerodinâmico.

Na categoria Obras-de-Arte, o primeiro colocado foi o eng. Roberto de Oliveira Alves, da Figueiredo Ferraz Engenharia. O projeto da Ponte sobre o Rio Orinoco, na Venezuela, foi implementado pela construtora Norberto Odebrecht. É a primeira vez que um projeto construído no exterior, projetado por profissional brasileiro, é reconhecido pelo Prêmio Talento Engenharia Estrutural. Esta categoria revela os profissionais que desenvolveram as melhores estruturas para projetos como pontes, viadutos, passarelas, monumentos, obras de saneamento, entre outras. Essa ponte rodoferroviária tem como



Categoria Edificações – Edifício e-Tower



Categoria Obras-de-Arte – Ponte sobre o Rio Orinoco

diferencial a imponência do projeto. Foi construída como uma ponte estaiada – suspensa por cabos de aço – em 3 km de extensão, com um vão central de 300 m de comprimento.

O projeto vencedor da categoria Soluções Inovadoras foi de autoria do eng. Flávio Correia D'Alambert, da Projeto Alpha Engenharia de Estruturas, de São Paulo, com a obra do Centro de Convenções World Trade Center, em São Paulo (SP). O empreendimento de responsabilidade da construtora Racional Engenharia destacou-se pela inovação e criatividade para viabilizar o projeto arquitetônico. Foram utilizados perfis metálicos celulares (vazados)

para confeccionar arcos de 50 m de vão. A novidade conferiu leveza e alta resistência ao projeto, em um conceito inédito no país.

O Prêmio Talento Engenharia Estrutural reconheceu também outros profissionais que executaram projetos de destaque em cada uma das categorias com menção honrosa. Em Edificações, o destaque foi para o eng. Jefferson Luiz Andrade, da Andrade Rezende Engenharia de Projetos, de Curitiba (PR), com o empreendimento do Aeroporto Internacional dos Guararapes, em Recife (PE). O projeto foi construído pelo Consórcio Queiroz Galvão/Odebrecht. Em Obras-de-Arte, o eng. José Luiz Cardoso, da J.L.C. Engenharia de Projeto e Consultoria, do Rio de Janeiro (RJ), recebeu menção honrosa pela Ponte sobre o Rio Doce em Colatina (ES). O empreendimento é de responsabilidade da Construtora Sergen. E a menção honrosa na categoria Soluções Inovadoras foi para o eng. Sérgio Osório de Cerqueira, da Engedata Engenharia Estrutural, de Recife com o projeto do armazém de uréia da Fábrica de Fertilizantes Nitrogenados de Laranjeiras, no Sergipe, construído pela Queiroz Galvão.

Os vencedores das três categorias ganharam troféu e certificado, além de passagens, mais estadia, para a Construmat, feira de construção civil que ocorre em Barcelona de 14 a 19 de maio de 2007. Os condecorados com menção honrosa receberam placa alusiva ao evento e certificado.◆

MasterPEC – MASTER EM PRODUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.



Certificação de profissionais de nível superior que concluírem um total de 120 créditos no período de máximo de 4 anos.

O programa **MasterPEC** tem como objetivo o desenvolvimento e difusão do conhecimento em projeto, materiais, controle, produção, inspeção, diagnóstico, proteção e reabilitação de estruturas de concreto, disponibilizando os avanços tecnológicos na área, a visão sistêmica e integradora, a ética e responsabilidade social, que fazem dos profissionais ligados à **Construção Civil** um dos mais importantes de nossa sociedade.

Curso MasterPEC 2006:

Dezembro – 5 e 6

Das 13h00 às 17h00

“PROJETO E EXECUÇÃO DE LAJES COM SISTEMA TRELIÇADO”

Discutem-se as vantagens do uso de lajes com sistemas treliçados. Apresentam-se as especificações de projeto e execução destas estruturas.

Palestrante

Eng. Itamar Vizotto

Especialista em projeto de estruturas de concreto.

Sub-fundação de um edifício com 2.2^o de desaprumo

Heloisa Helena Silva Gonçalves
Carlos Eduardo Moreira Maffei
Escola Politécnica da USP

Introdução

A cidade de Santos, localizada no Estado de São Paulo, é a maior e mais importante da Baixada Santista; é uma das mais antigas cidades do Brasil e nela está instalado o maior porto da América Latina. A cidade é a única no mundo com uma expressiva quantidade de prédios altos inclinados; estes estão concentrados em maior número na orla da praia, onde há cerca de 100 edifícios com 12 a 18 andares visivelmente inclinados.

A inclinação dos edifícios é devida à utilização de fundações diretas rasas (sapatas) apoiadas numa camada de areia compacta a muito compacta, sobreposta à extensa camada de argila orgânica muito compressível. A distribuição de carga hete-

rogênea, devida aos prédios, provoca diferentes valores de recalque por adensamento na camada de argila orgânica mole.

O subsolo da região apresenta uma camada superficial de areia muito compacta a compacta, com aproximadamente 10m de espessura, abaixo da qual ocorrem camadas intercaladas de argila orgânica mole e areia argilosa, de origem sedimentar. O solo residual está a aproximadamente 50m e a rocha a aproximadamente 70m de profundidade. O nível d'água é superficial.

As fundações profundas (estacas) com mais de 50m de comprimento seriam as ideais para os grandes edifícios. No entanto, nas décadas de 1960 e 1970, quando grande parte destes edifícios foi construída, o custo das fundações corresponderia a cerca de 7% do valor da obra se fossem utilizadas



Figura 1 – Foto mostrando o Bloco A do Condomínio Núncio Malzoni, após o reaprumo

sapatas e 14% se fossem utilizadas estacas, o que motivou os empreendedores e técnicos a optar pela utilização de sapatas.

As fundações dos edifícios construídos nessa época são sapatas isoladas apoiadas a profundidades variáveis entre 1,5m e 2m, interligadas por vigas de rigidez com cerca de 1,5m de altura e 0,50m de largura. A tensão admissível máxima aplicada pelas sapatas era de 250kN/m², limitada devido às camadas subjacentes, embora a camada de areia pudesse suportar maiores tensões, sem sofrer ruptura. As vigas de rigidez eram construídas para garantir que os prédios se comportassem como corpos rígidos já que eram esperados recalques por adensamento da ordem de centímetros.

Quando alguns prédios começaram a sofrer rupturas de pilares periféricos, devido a inclinações, os projetistas resolveram aumentar a área de todos os pilares periféricos em cerca de 20% do valor determinado em cálculo.

Tornou-se prática corrente na região utilizar sempre o mesmo tipo de estrutura nas fundações e super-dimensionar os pilares periféricos. As estruturas dos edifícios assim construídos têm se comportado satisfatoriamente, sendo raras as trincas que surgem, devido à rigidez conferida pelas estruturas das fundações. Em alguns casos, quando os edifícios são muito compridos, as vigas de rigidez executadas com as dimensões citadas não conferem à estrutura rigidez suficiente e aparecem trincas inclinadas na alvenaria provocadas pela inclinação do prédio. Independentemente do surgimento de trincas, as estruturas dos prédios inclinados correm risco de colapso, como já foi sobejamente discutido pelo meio técnico.

Apesar dos projetistas terem conhecimento dos recalques que ocorreriam, imaginava-se, na época, que estes seriam devidos quase que exclusivamente ao adensamento primário da camada de argila orgânica mole. No entanto, edifícios construídos há mais de 50 anos, continuam a recalcar e os recalques devidos ao adensamento secundário já são da mesma ordem de grandeza que os devidos ao adensamento primário. Em recente pesquisa determinaram-se as velocidades atuais de recalque absoluto em mais de 20 edifícios da orla, de diferentes alturas, chegando-se a valores variáveis entre 20μ /dia e 30μ /dia.

Alguns prédios em Santos, interditados pela Prefeitura Municipal por terem sofrido grandes inclinações, ficaram famosos; destes o mais recente foi o caso do Núncio Malzoni.

Condomínio Núncio Malzoni

O Condomínio Núncio Malzoni é constituído por dois blocos de 17 pavimentos e tem como vizinhos o Condomínio Jardim Europa do lado esquerdo e uma casa de dois pavimentos, onde funciona a Pinacoteca da Cidade, do lado direito. Na foto apresentada na Figura 1, o Bloco A do Núncio Mal-

zoni (último edifício à direita) já está no prumo. O sobrado ao lado direito do edifício já existia quando os dois condomínios foram concluídos, o Núncio Malzoni em 1967 e o Jardim Europa em 1968. O Condomínio Jardim Europa é constituído por seis blocos com 15 andares, sendo que em 1964 somente dois deles, o França e o Bélgica, estavam concluídos. Os prédios do Núncio Malzoni e do Jardim Europa começaram a se inclinar uns em relação aos outros logo após a construção, mas os recalques do Núncio Malzoni começaram a ser acompanhados apenas em 1971. Tanto os edifícios do Condomínio Núncio Malzoni como os do Jardim Europa têm fundação em sapatas apoiadas entre 1,5m e 2m de profundidade, interligadas por vigas de rigidez.

Em 1995, o Bloco A do Condomínio Núncio Malzoni foi interditado pela Prefeitura Municipal por apresentar risco de colapso. Nesta época, o edifício apresentava inclinação de 2,2° em direção aos do Condomínio Jardim Europa e 0,6° em direção ao Bloco B (fundo do edifício). O Bloco A com 55m de altura e 17 andares, mede 10,5m de frente por 24m de fundo. Os recalques diferenciais nesta época eram da ordem de 45cm na direção transversal e de 25cm na longitudinal, totalizando uma diferença de 70cm na diagonal do prédio. As velocidades de recalque estavam praticamente inalteradas há cerca de 20 anos, provocando acréscimos contínuos nos recalques diferenciais e na inclinação do edifício.

A causa do problema era conhecida e dispunha-se de uma série de soluções possíveis para resolvê-lo, mas era necessário determinar o grau de segurança em que se encontrava a estrutura do edifício. A análise estrutural indicou que o valor do coeficiente de segurança estrutural do Bloco A havia se tornado inferior ao recomendado pelas Normas Brasileiras e diminuiria ainda mais caso a inclinação do edifício prosseguisse. Teoricamente, a estrutura chegaria à ruína quando os recalques diferenciais entre os lados esquerdo e direito aumentassem 2cm. Era necessário que fossem tomadas medidas para reverter este quadro; foram estudadas diversas soluções, dentre as quais, as que se mostraram factíveis foram discutidas com os proprietários dos apartamentos. Eram elas:

- Reforçar os elementos estruturais comprometidos devido à inclinação, elevando-se a segurança da estrutura do edifício. Estes reforços foram calculados para garantir a estabilidade do edifício, considerando o aumento de inclinação por mais alguns anos.
- Reforçar os elementos estruturais já parcialmente comprometidos, pela inclinação do edifício, e executar uma sub fundação para interromper a evolução dos recalques.
- Executar uma sub fundação para interromper a evolução dos recalques e re-aprumar o edifício.
- Demolir o edifício e construir um novo.

Após a análise custo-benefício, os proprietários optaram pela terceira alternativa, embora o custo das duas primeiras soluções correspondesse a cerca de 30% a 40% da solução adotada. A simples

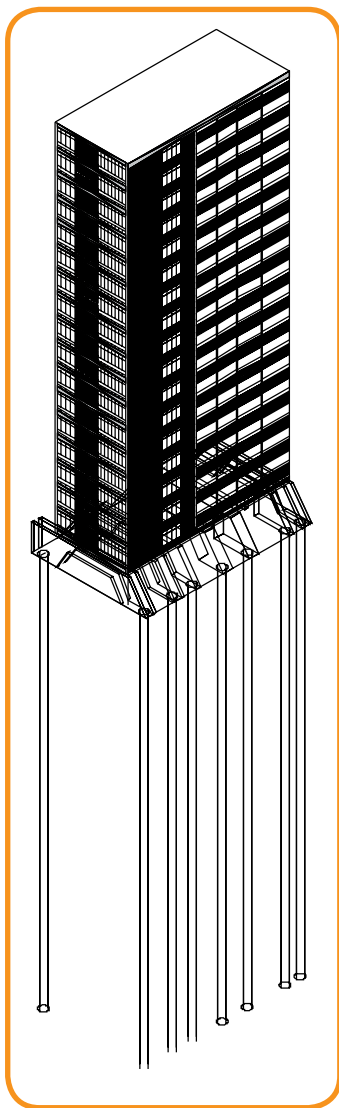


Figura 2 – Perspectiva do reforço

que 50m de comprimento. Foram executadas estas escavadas com profundidade mínima de 55m e diâmetros variáveis entre 1m e 1,40m. As vigas de transição do tipo Vierendeel foram construídas em concreto armado e o edifício foi colocado no prumo através da utilização de macacos hidráulicos. A perspectiva apresentada na Figura 2 é uma ilustração da solução executada.

Os pilares do prédio foram incorporados a sete vigas de transição tipo Vierendeel que se apoiaram nas fundações profundas, executadas nos dois lados do prédio, conforme pode ser observado na própria Figura 2.

A Figura 3 apresenta através de uma seção transversal, de forma esquemática, a concepção do projeto de reaprumo, notando-se que entre as novas fundações e as vigas de transição foram instalados macacos hidráulicos para colocar o edifício no prumo.

As sete vigas principais, tipo Vierendeel, foram concebidas de modo a manter a circulação no andar térreo, com um pé-direito de 2,50m; assim, o

melhoria das condições de segurança estrutural do edifício, ou a interrupção do processo de inclinação deste, não ajudaria a valorizar os apartamentos, os quais já estavam avaliados em cerca de apenas 10% do valor de um apartamento similar, com 240 m² de área privativa, 30 anos de construção, localizado em frente à praia, naquela região.

O projeto de correção do Bloco A do Condomínio Núncio Malzoni tinha três etapas distintas:

- Executar novas fundações;
- Construir vigas de transição com o objetivo de transferir as cargas para as novas fundações;
- Re-aprumar o edifício.

As novas fundações não poderiam sofrer recalques e, para isto deveriam ter mais

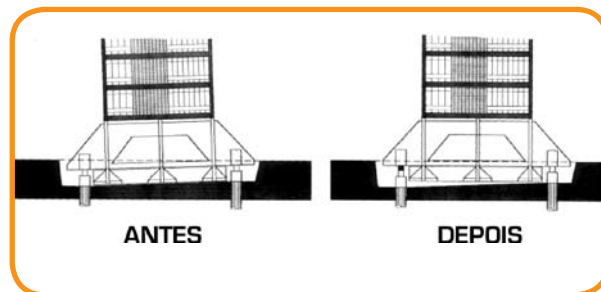


Figura 3 – Esquema de colocação de macacos

banzo superior, sujeito à flexo-compressão foi dimensionado com 1,30m de altura e o banzo inferior tracionado, foi dimensionado com 0,50m. Nas extremidades das vigas, na projeção dos blocos, foram projetadas abas formando um bloco transversal à viga para instalação dos macacos e dos calços.

Como os pilares do prédio não estavam alinhados em uma mesma seção transversal, alguns pilares foram incorporados nas vigas principais e outros foram incorporados em vigas secundárias longitudinais de 1,30m altura e que se apoiavam no banzo superior das vigas principais. A Figura 4 apresenta a planta das vigas de transição, notando-se que a incorporação dos pilares nos banzos superiores foi projetada e realizada através do envolvimento dos pilares pelas vigas.

Tendo em vista que o problema de corrosão das armaduras é recorrente em Santos, antes do início dos trabalhos os pilares foram recuperados.

NOVAS FUNDAÇÕES

Para a escolha das novas fundações foram considerados os seguintes condicionantes:

- ◆ As cargas elevadas transferidas pelas vigas de transição, alcançando 7000kN.
- ◆ O subsolo da região, formado por camadas alternadas de areia e argila mole até grandes profundidades (cerca de 55m), a partir de onde começa o solo de alteração.
- ◆ A falta de espaço para equipamento, principalmente do lado esquerdo do edifício, para o qual o mesmo estava inclinado. Deve-se lembrar que as hastes dos equipamentos atingem grandes alturas e a inclinação do prédio limitava a distância mínima entre o equipamento e a lateral esquerda do edifício.
- ◆ A impossibilidade de vibração durante a execução das fundações.
- ◆ A preocupação em minimizar o rebaixamento do lençol freático, para evitar aceleração dos recalques.

Foram escolhidas como novas fundações estacas escavadas com o uso de lama bentonítica e diâmetro variável entre 1m e 1,8m. Seriam executadas 14 estacas, uma em cada extremidade das 7 vigas transversais de transição. Embora não seja usual a utilização de camisas metálicas para a execução deste

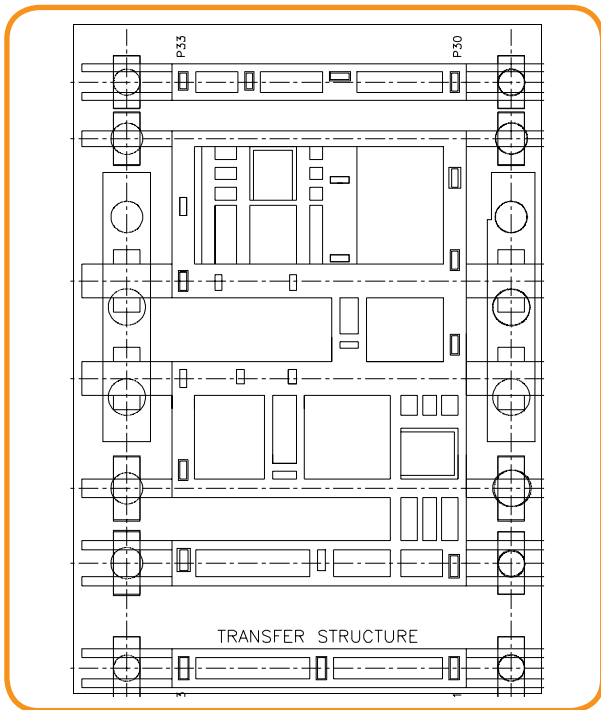


Figura 4 – Planta das vigas de transição. Banzos superiores.

tipo de estaca, neste caso foram utilizadas camisas metálicas com 6m de comprimento no lado direito do edifício, e, 12m no lado esquerdo, para garantir que durante a escavação não houvesse desmoronamento da camada de areia sob as sapatas existentes. As estacas ficariam muito próximas das antigas fundações e qualquer perda de material poderia provocar um desconfinamento das sapatas. Como a entubadeira que seria utilizada para cravar as camisas tinha 1,50m de diâmetro, o projeto foi modificado e os estacões de 1,80m foram substituídos por estacões de me-

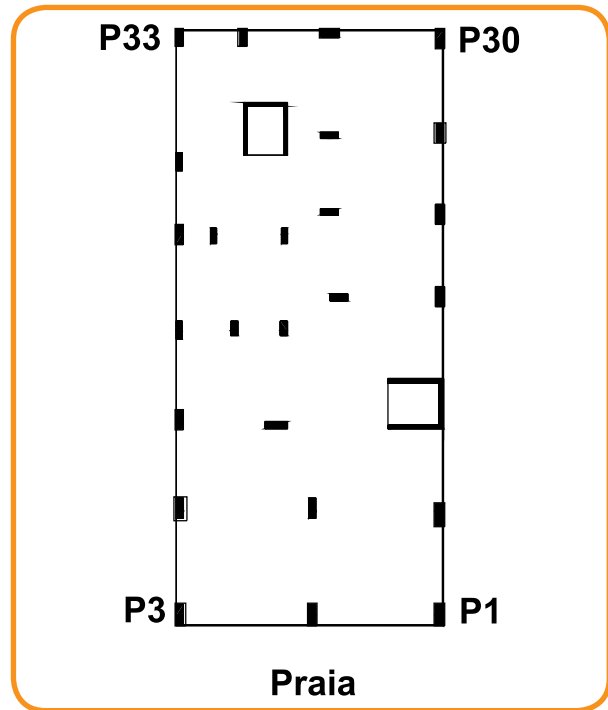


Figura 5 – Planta com a posição dos pilares do bloco A do Condomínio Núncio Malzoni

nor diâmetro. Foram executados 16 estacões com diâmetro variável entre 1,00m e 1,40m, conforme se observa na Figura 4. O comprimento mínimo das estacas foi de 55m e verificou-se, através do controle durante a concretagem, que não houve grande perda de concreto na região da argila mole. Sobre as estacas foram construídos blocos que receberiam o apoio dos macacos e dos calços.

Para evitar ao máximo o aumento de recalque diferencial durante a execução das estacas, foi estudada uma seqüência de execução dos serviços

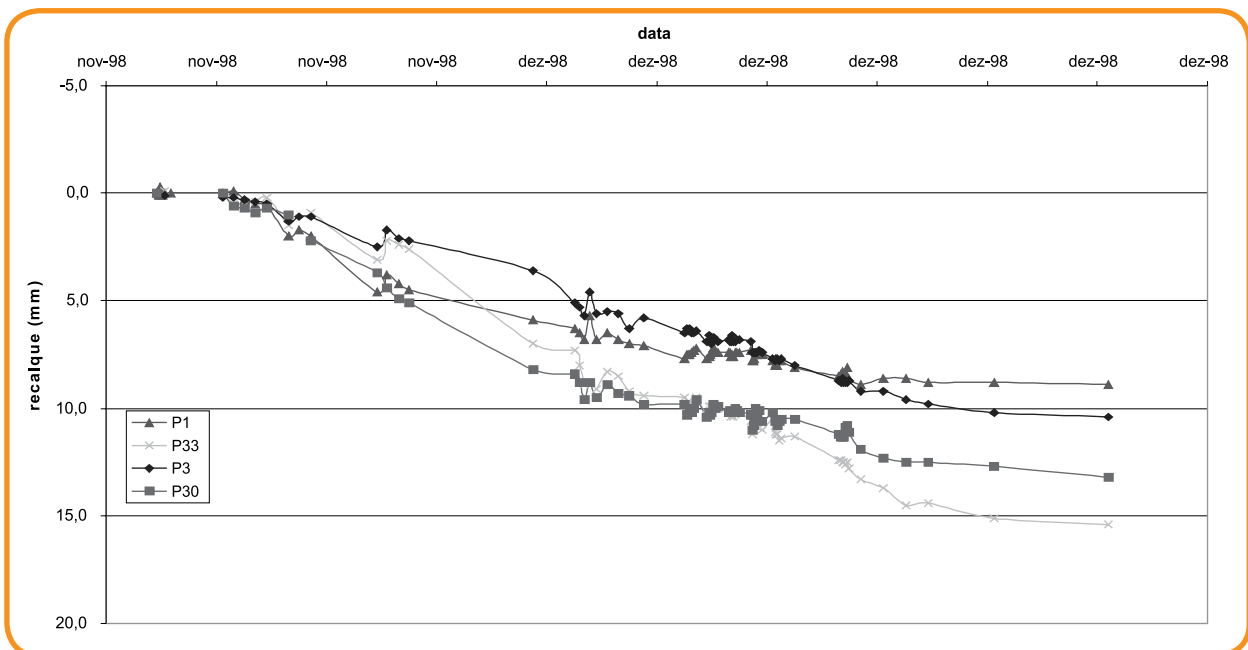


Figura 6 – Recalques dos quatro pilares externos durante a execução dos estacões.

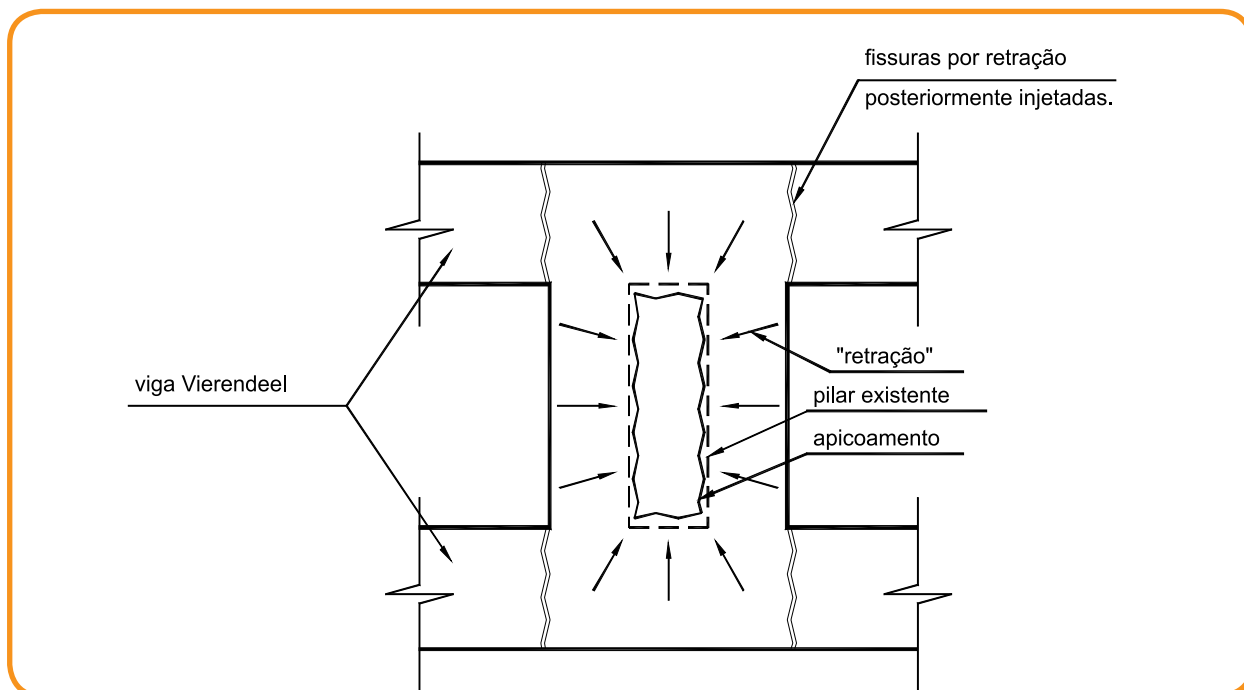


Figura 7 – Detalhe da incorporação dos pilares

que era aferida, monitorando os deslocamentos durante os trabalhos. Iniciaram-se as cravações pelas camisas do lado direito e a cada operação os recalques eram medidos. A execução das estacas não podia ser interrompida; cada uma das estacas foi escavada e concretada no mesmo dia; os trabalhos começavam muito cedo e prosseguiram até que a concretagem fosse finalizada, altas horas da noite.

Através da observação dos resultados de recalques, pode-se concluir que foi importante iniciar a execução dos estacões pelo lado menos recalcado, pois, o lado direito apresentou um recalque inicial superior ao do lado esquerdo. Vale lembrar que o recalque diferencial entre os dois lados não podia alcançar 2cm. A Figura 5 apresenta a planta do edifício com a posição dos pilares externos indicada. As curvas de evolução dos recalques ocorridos, durante a execução das 16 estacas, em função das datas de execução estão apresentadas na Figura 6. Através destas curvas, observa-se que os recalques diferenciais diminuíram inicialmente, e só voltaram a aumentar quando foram iniciadas as cravações das camisas do lado esquerdo. Quando foi executada a estaca junto ao pilar 33, que era o mais recalcado, houve uma aceleração da velocidade de recalques no fundo do prédio; chegou-se à conclusão de que os efeitos da execução da estaca acrescidos ao do peso das máquinas e dos silos que estavam localizados entre os dois blocos, nos fundos do bloco A, eram os causadores desta aceleração. No dia 3 de dezembro, os silos foram transferidos para a lateral direita do bloco A, próximos à frente do edifício. A aceleração dos recalques nos fundos do prédio diminuiu e os trabalhos puderam continuar. A colocação dos silos junto ao pilar 1 não provocou alteração da evolução dos recalques neste pilar.

Concluídos os estacões, foram executados os blocos das estacas e para viabilizar a escavação foi realizado o rebaixamento do lençol freático da região. A escavação foi realizada rente às sapatas existentes e até pouco abaixo da cota de apoio das mesmas

CURIOSIDADES SOBRE AS OBRAS DE REFORÇO

Muitos aspectos das obras de reforço merecem destaque por terem sido exaustivamente discutidos. Um deles foi a ligação entre os pilares e as vigas de transição; o construtor sugeriu que fosse utilizado adesivo químico para garantir a aderência entre o concreto novo e o velho, porém, havia receio da aplicação destes produtos, muito sensíveis a prazos de concretagem. Esta ligação foi feita de maneira simples, apicoando o concreto dos pilares abraçados pelas vigas. A tensão de trabalho é da ordem de 800kN/m^2 , e foi suposto que a própria retração do concreto das vigas em torno do pilar garantiria a ligação; de fato, a retração foi tão importante que apareceram fissuras nas vigas, esquematizadas na Figura 7; as fissuras foram tratadas antes da aplicação dos macacos.

Outro aspecto que merece destaque foi a definição da ordem de construção das vigas Vierendeel. Em outubro de 1999 foi iniciada a construção das vigas principais seguindo uma seqüência pré-estabelecida, devido ao elevado peso de cada uma das sete vigas principais. A primeira viga a ser executada foi a da frente; as outras foram concretadas de maneira intercalada. As vigas secundárias, longitudinais, foram executadas após o término das principais.

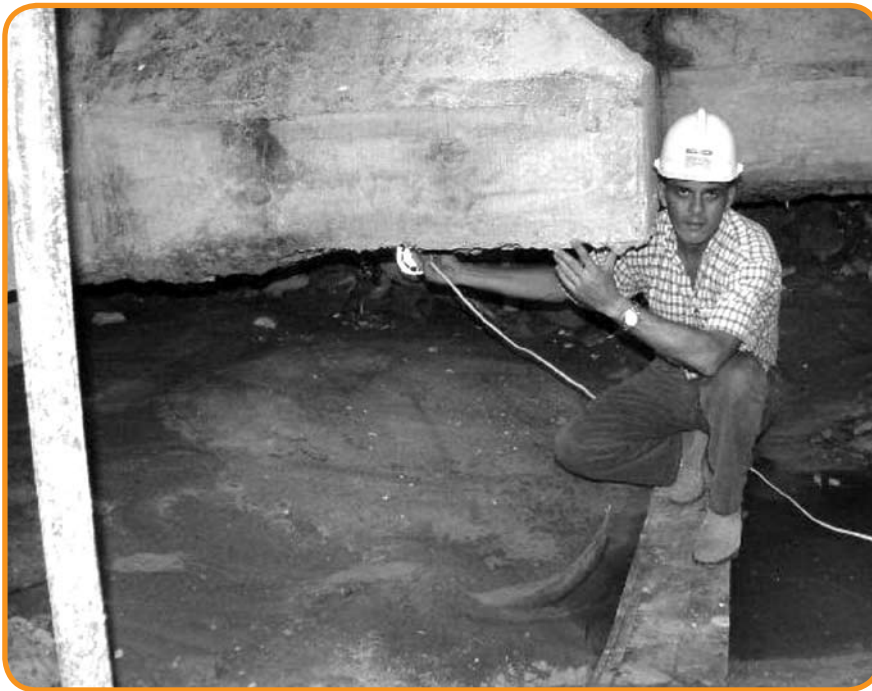


Figura 8 – Sapatas escavadas

Toda a obra foi executada sem que os moradores precisassem desocupar o imóvel. Para que os serviços de luz, água e telefone dos apartamentos não fossem interrompidos durante o levantamento do prédio, as ligações elétricas, hidráulicas e de telefonia na parte inferior do edifício foram substituídas por tubos flexíveis.

Para corrigir a inclinação do edifício foram utilizados 14 macacos hidráulicos com capacidade entre 5000kN e 9000kN. Cada macaco foi colocado entre a viga e o bloco da fundação correspondente. Dos dois lados de cada macaco foram construídos pilaretes para a colocação dos calços. Além de garantir a segurança do prédio os calços tinham como objetivo servir de apoio para as vigas, enquanto o curso de cada macaco era abaixado, para permitir a continuidade dos serviços. Isto se fez necessário porque o curso dos macacos variava entre 5cm e

15cm e o prédio foi levantado em até 80cm, junto ao pilar mais recalçado.

Após os macacos terem sido colocados em carga, foi realizada a escavação do terreno a fim de que as sapatas ficassem totalmente livres, sem contato com o terreno, evitando sucção da areia (Figura 8). Foram encontradas estacas-raiz ligadas às sapatas do lado esquerdo, que haviam sido executadas em 1978, como uma primeira tentativa para interromper os recalques. Elas estavam íntegras no trecho visível, junto às sapatas e foram cortadas logo abaixo das mesmas.

As sapatas não foram desligadas da estrutura do prédio após a liberação das mesmas, para que pudessem trabalhar em conjunto com as vigas de transição

e com as vigas de rigidez, aumentando a rigidez da parte inferior do edifício. A rigidez do conjunto foi eficiente, porque o prédio não apresentou nenhuma trinca durante o re-aprumo.

Durante a elevação do prédio, as operações foram acompanhadas por instrumentação adequada nas vigas e nos blocos das fundações. A finalização do re-aprumo ocorreu em 6 de fevereiro de 2001, três meses após a colocação dos macacos e 40 dias após o início do levantamento efetivo dos mesmos. Embora alguns macacos tenham sido carregados com o dobro da carga de projeto, durante o macaqueamento, o recalque máximo das estacas foi inferior a 1cm.

Na Figura 9 podem ser observados os macacos instalados entre a estrutura de transição e os blocos de fundação, antes e durante o processo de macaqueamento. A fotografia do lado direito da figura mostra alguns calços já instalados.



Figura 9 – Macacos antes e durante o macaqueamento



Figura 10 – Edifício Núncio Malzoni antes e após o reaprumo

Os recalques ocorridos durante toda a obra de reforço foram monitorados; o máximo acréscimo de recalque diferencial foi igual a 13,22mm ocorrido entre os pilares 1 e 33. A fase da obra mais crítica em relação ao aumento dos recalques diferenciais, tanto entre os pilares 1 e 33, como entre o lado esquerdo e direito do edifício, foi a de execução dos estacões.

Após a execução dos estacões e construção das vigas, antes da colocação do prédio sobre os macacos, as velocidades de recalque já eram de 1,9mm/ano e 8,9mm/ano nos pilares 1 e 33, muito inferiores às que ocorriam anteriormente às obras de reforço, inferindo-se, portanto, que os estacões foram solicitados mesmo antes de serem incorporados ao prédio.

Após o re-aprumo do edifício alguns pilares foram removidos entre os banzos superiores e inferiores, sem que tivessem ocorrido recalques ou fissuras. As fotos do edifício, antes e após os trabalhos de re-aprumo estão na Figura 10.

Agradecimentos

Agradecemos aos proprietários e moradores do Condomínio Núncio Malzoni pela confiança e apoio demonstrados durante todo o período de projeto e obra.◆

ESCRITÓRIO TÉCNICO JULIO KASSOY E MARIO FRANCO ENG. CIVIS LTDA. SÃO PAULO - BRASIL

Rua Luiz Coelho, 340 - 12º. Andar - Fone: +55 (11) 3257-1411 - Fax: +55(11) 3256-0701



55 ANOS
DE PROJETOS
ESTRUTURAIS

TORRE ALMIRANTE - RIO
Prêmio Talento ABECE - GERDAU
2005



HOTEL UNIQUE - S.PAULO
Prêmio Talento ABECE - GERDAU
2003



INCOS 06 apresenta estudos para uma construção civil mais moderna

Conferência revela estudos para a construção de edificações mais econômicas e duráveis

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

No mundo moderno, a maior parte dos produtos industrializados é desenhada e fabricada por uma mesma empresa. Isso não ocorre na construção civil. Neste segmento, as empresas que projetam uma obra, os escritórios de projetos, por exemplo, não são as mesmas que irão construí-la, as construtoras. Na opinião do engenheiro Thomas Verti, presidente do American Concrete Institute (ACI), tal desincompatibilização entre projeto e execução é a principal causa que mantém a construção civil em todo mundo tão distante dos avanços tecnológicos experimentados pelos demais setores de mercado. “Quem poderia ter os melhores conhecimentos para projetar uma obra do que quem é o responsável pela construção dessa obra?”, questionou Verti aos congressistas presentes na abertura do II INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE FOR STRUCTURES (II Conferência Internacional sobre Concreto para Estruturas – INCOS 06), organizado pelos Profs. Paulo Helene (USP) e Wellington Repette (UFSC), ocorrida em 25 de setembro, como parte da programação do 48^o Congresso Brasileiro do Concreto.

Segundo Verti, pode-se alcançar 80% de economia na construção de uma obra se for possível interferir logo no início de seu projeto. “A mão-de-obra representa aproximadamente 55% do custo total de uma estrutura; logo, se for possível a escolha do processo construtivo que demande menos mão-de-obra, como o uso do pré-moldado, então poderemos alcançar uma maior economia”, exemplificou. Ainda segundo o palestrante, o pré-moldado possibilita uma maior racionalização da execução, pois permite confeccionar um número grande de peças estruturais com as mesmas fôrmas, além de



Construção em pleno inverno



Escultura de blocos pré-moldados

poder ser usado em diferentes climas. “O inverno não atrapalha a concretagem”, argumentou.

O INCOS é um evento técnico-científico anual, que acontece alternadamente na Península Ibérica (anos ímpares) e na América Latina (anos pares). Seu objetivo é discutir e disseminar, entre os pesquisadores, projetistas, construtores e engenheiros ibero-americanos, os recentes desenvolvimentos e as tendências no estudo e no uso do concreto no mundo.

“Os constantes avanços experimentados pela tecnologia do concreto, material de construção mais largamente empregado no mundo, têm exigido dos engenheiros o acompanhamento dessas inovações, para fazer frente aos desafios impostos pelas novas estruturas e pela conservação das existentes”, esclareceu Cláudio Sbrighi Neto, membro do Comitê Científico do evento.

Os destaques para a segunda edição do evento ficaram por conta das brilhantes palestras de Leonardo Garzon e de William Baker, que trouxeram os detalhes de projetos do Petronas Tower e do Burj Dubai, respec-



Detalhe do processo construtivo



Fase de construção do Petronas Tower

tivamente. Ilustrando sua apresentação com uma série de projeções de desenhos e das etapas construtivas das maiores torres gêmeas do mundo, Garzon, engenheiro da Thornton Tomasetti, comentou materiais utilizados, estudos realizados, controle de qualidade, engenharia construtiva, além de minúncias das plantas. "O desenho da edificação incorpora elementos da cultura malasiana, como a estrela de oito pontas, que lhe dá a forma. Por outro lado, diversos cenários foram considerados para se determinar a influência do vento sobre o prédio", expôs.

William Baker, sócio da SOM, afirmou que o maior edifício do mundo ultrapassará os 600m. Explicou que a forma em Y foi escolhida para conferir maior estabilidade à estrutura. "A forma funciona como três prédios retangulares ligados entre si", justificou. Sua apresentação também foi rica no detalhamento do projeto da fundação e da estrutura, explicando também o estudo das forças atuantes na edificação sob a ação de ventos. Concluiu que até o final do ano o prédio já será o mais alto na região de Dubai.

Concreto auto-adensável

Outra tecnologia construtiva que pode significar economia para a construção de uma

obra e que foi abordada no INCOS 06 é o concreto auto-adensável (CAA). Esse concreto possui elevada fluidez e resistência à segregação, de maneira que pode preencher todos os espaços no interior de fôrmas e passar através de pequenas aberturas, tal como acontece em elementos estruturais muito reforçados, sem precisar ser vibrado. Adicionalmente, possui menos defeitos de superfície, podendo dispensar o aplainamento de superfícies. Basicamente, o que lhe garante essas propriedades é uma quantidade maior de finos e o uso de aditivos superplastificantes.

Estudo realizado pelo Prof. Wellington Reppete, da Universidade Federal de Santa Catarina, comparou o custo da mão-de-obra com o uso do concreto auto-adensável com seu custo com o uso do concreto convencional, quando aplicado na execução de lajes e vigas de edifícios. O resultado foi surpreendente:

- ◆ R\$ 1,31/m³ (concreto auto-adensável)
- ◆ R\$ 5,38/m³ (concreto convencional), uma economia considerável a favor do CAA.

A explicação é simples: por suas propriedades, o concreto auto-adensável demanda menos trabalhadores para concretar a mesma peça estrutural. "Mas, não é só o preço da mão-de-obra que deve ser comparado. Outras possíveis economias: em aquisição, manutenção

PETRONAS TOWERS: PROJETO DAS TORRES GÊMEAS MAIS ALTAS DO MUNDO – LEONARDO GARZON (THORNTON TOMASETTI)



Composição entre Floor Plan e Execução da fundação do Petronas Tower

Altura: 452m
Geometria do projeto: cada torre tem forma de uma estrela de oito pontas
Concreto: mais econômico do que o aço; material familiar para os construtores locais; métodos simples para compor as juntas da geometria
Concreto de alta resistência: 80 MPa
Desafios: programa de computador especialmente criado para prever a retração e a fissuração do concreto; estudo para determinar estrutura estável sob ação de vento (ponte ligando as duas torres); forma e materiais do pináculo.

DADOS DE PROJETO

- Fundações: 17250cy
- Superestrutura de concreto: 105000cy
- Estrutura de aço: 8250t
- Pináculo: 190t
- Peso do edifício: 330000t
- Ponte: 500t de 493 pedaços de aço



Projeto artístico do Burj Dubai

e uso de vibradores; em reuso de fôrmas; na não necessidade de acabamento de superfícies; na remoção mais rápida e com menos danos das fôrmas; e na possibilidade de se trabalhar por mais horas nas áreas urbanas, pois a execução com concreto auto-adensável produz menos barulho”, salientou Repette.

Charles Nmai, engenheiro da BASF em Cleveland, nos Estados Unidos, apontou também as vantagens do uso do concreto auto-adensável em diversas obras nas Américas. Segundo ele, o CAA já é largamente empregado na indústria de pré-moldados, é cada vez mais empregado na concretagem no local e tem atraído o interesse de construtores com suas possibilidades de redução de custos. O engenheiro apresentou sua experiência no emprego do CAA na construção da Trump Tower, em Chicago. “Mathew Royce, do departamento de transportes de Nova York, disse que o ótimo desempenho do concreto auto-adensável tem possibilitado a redução de custos totais, pois o custo mais alto dos aditivos é compensado com a redução de valor com a mão-de-obra”, concluiu.

Modelagem de projetos – novos desenvolvimentos

Outro tema de destaque no INCOS 06 foi a necessidade de aperfeiçoamentos das normas técnicas a partir dos métodos probabilísticos desenvolvidos para se estudar o comportamento das estruturas de concreto. A professora Sofia Diniz exemplificou sobre essa interação com os estudos realizados na Universidade de Minas Gerais. O parâmetro de análise confiável adotado nos estudos é a combinação do modelo estatístico de força e do modelo estatístico de cargas. Segunda ela, ‘por este caminho será possível obtermos estruturas de concreto mais duráveis, econômicas e seguras’.

Carlos Videla, pesquisador da Pontifícia Universidade Católica do Chile, discutiu os modelos de predição da fluência e retração do concreto estrutural, tendo em vista a complexidade dos fatores que influem esses dos fenômenos (proporções dos materiais; meio ambiente; projeto; e exe-

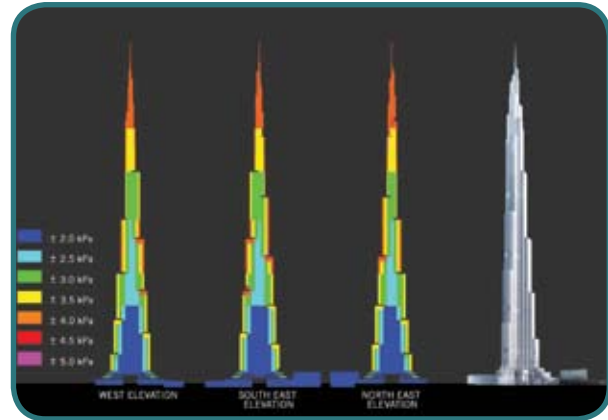


Diagrama de pressão do vento no Burj Dubai

ção), seus problemas e limitações e as principais recomendações alcançadas no âmbito do Comitê ACI 209. Para ele, o desafio é habilitar os projetistas com normas técnicas capazes de prever a retração, a fluência e outros efeitos dependentes do tempo no comportamento do concreto.

Por fim, foi apresentado um trabalho de metodologia numérica para determinação da resistência à compressão de elementos estruturais reforçados com manta de fibra de carbono, realizado pela Universidade Mackenzie e pela Sika. O estudo concluiu que o aumento da resistência à compressão está diretamente relacionado à resistência à ruptura do sistema compósito estabelecido pela fibra de carbono e que as estimativas obtidas adequaram-se a norma ACI 440.◆

BURJ DUBAI (EMIRADOS ÁRABES): O MAIOR EDIFÍCIO DO MUNDO – WILLIAM BAKER (SKDIMORE, OWINGS & MERRILL)



Metodologia construtiva no Burj Dubai

Altura: maior do que 600m (a mais alta em construção no mundo)
Geometria: forma em Y (três torres justapostas, conferindo muita estabilidade)
Concreto de alta performance: 64 MPa
Desafios: três tipos diferentes de ligação de vigas; teste de túnel de vento; proteção das armaduras; metodologia de construção.

DADOS DO PROJETO

- Área construída: 279000 m²
- 1250 unidades (apartamentos de hotel, apartamentos residenciais e lojas)
- 3000 vagas de estacionamento

Colaborou Wellington Repette

Fundações do Edifício e-Tower em São Paulo

Jorge Batlouni Neto

Tecnum Construtora

Ivan Grandis

IGR Consultoria de Fundações

José Luiz de Paula Eduardo

Apoio Assessoria de Projetos de Fundações S/C Ltda

Sussumu Niyama

Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT
e Tecnum Construtora

INTRODUÇÃO

O E-Tower é um edifício comercial, situado no bairro Vila Olímpia, junto à marginal do rio Pinheiros, em São Paulo. O prédio, projetado por Aflalo & Gasperini e construído pela Construtora Tecnum, possui características que o qualificam como de última geração. Segundo o jornal Folha de São Paulo (2006), o Núcleo de Real Estate da Escola Politécnica da USP tem conferido selo de classificação aos edifícios comerciais de São Paulo desde 2004 e o E-Tower foi o mais bem avaliado até hoje, com nota máxima “AAA”. O padrão “AAA” é atribuído a empreendimentos que possuam tecnologia, processo construtivo e desenho arquitetônico de ponta, correspondentes aos mais altos padrões de construção vigentes. A certificação fornecida pela USP, após avaliação de cerca de 400 atributos e relatório analisado por uma comissão da Escola Politécnica, é reconhecido pelo CNPq e vale por três anos.

Neste empreendimento, o que chama a atenção em primeiro lugar é a altura do edifício, com 149 metros, considerado no presente o terceiro edifício mais alto de São Paulo. Incluindo-se os 4 subsolos, a altura total atinge 162 m, com uma área construída de 51.224,72 m².

Como pode se observar na Figura 1, o prédio apresenta uma arquitetura com variados tamanhos de laje, apresentando três volumes, o que se percebe melhor na vista da sua fachada sul. O volume mais baixo, com 5 lajes de 1.100 m² vai do segundo ao sexto andar; o volume intermediário corresponde às lajes de 850 m², do sétimo ao 18º andar; e as lajes de 550 m² abrangem do 21º ao 35º andar. O 19º e o 20º pisos são ocupados por serviços (restaurante e academia).

Este empreendimento ostenta ainda o recorde brasileiro e, possivelmente, recorde mundial em resistência à compressão do concreto de alto



Figura 1 – Vista da fachada sul do E-Tower

desempenho – CAD, onde a especificação de 80 MPa foi amplamente superada com uma média da ordem de 125 MPa. Esta resistência alcançada em um dos pilares principais se justifica pelas cargas de grande magnitude envolvidas na estrutura do e-Tower. Altas resistências também foram necessárias nas áreas de garagem (35 MPa) e em outras peças estruturais da torre (40 MPa) para reduzir a seção dos pilares

Tabela 1 – Perfil esquemático do terreno

NA (m)	SPT médio	Prof (m)	Classificação táctil-visual
1,70	2 - 4	1,80	Aterro e entulho
	0 - 1	3,70	Argila silto arenosa orgânica (Sedimento quaternário)
	1 - 3	6,97	Areia fina pouco siltosa, fofa, cinza escura
	30/10 30/5	14,66	Argila silto arenosa, dura, cinza e amarela
	15 - 30	19,00	Silte argiloso, pouco arenoso, duro, cinza e amarelo (Solo Residual)
	30 - 45	25,15	Silte arenoso, micáceo, compacto, cinza e amarelo (Solo Residual)
	>40	32,0	Solo Residual
		40,0	Rocha Alterada

principais no subsolo, aumentando a área útil para construção de mais vagas na garagem, além da melhoria da circulação de veículos.

DADOS GEOTÉCNICOS

O terreno em que se encontra o empreendimento está muito próximo do Rio Pinheiros e apresenta uma camada de aterro heterogêneo de regularização com 1,0 m a 2,0 m de espessura, lançado sobre camadas variáveis de argila orgânica e areia fina de deposição quaternária. A espessura de argila orgânica mais areia fina é de cerca de 5,0 m a 6,0 m. Subjacentemente, ocorre um depósito terciário de argila dura cinza e amarela. Sua espessura varia entre 5,0 e 12,0 m. A seguir, inicia-se o solo residual de base constituído por um silte argilo-arenoso micáceo, com lentes de areia e fragmentos esparsos de rocha, a profundidades variáveis entre cerca de 11,0 m e 18,0 m em relação à superfície plana do terreno. Este solo residual muito compacto prosseguiu até a profundidade máxima atingida pelas sondagens a percussão que foi de 30,4 m. O nível d'água freático é superficial e ocorre entre 1,5 e 2,0 m de profundidade média.

Na Figura 2 apresenta-se o perfil esquemático médio a partir das sondagens representativas do terreno.

Considerando-se que o edifício é dotado de andar térreo mais quatro subsolos, houve necessidade de uma escavação geral de 14,0 metros de profundidade, a partir do que foram executadas as

escavações localizadas para as sapatas de fundação do edifício. Conseqüentemente, estas sapatas foram apoiadas no topo do solo residual de base, a profundidades da ordem de 17,0 a 18,0 metros.

Como exemplo do uso de novas tecnologias na edificação, foram realizados ensaios para a determinação do módulo de deformação do solo, por meio de um pressiómetro de auto-furação desenvolvido na Universidade de Cambridge (Camkometer SBP-MPX, tipo VIII D da Escola Politécnica da USP), com a finalidade de estimar quais seriam os prováveis recalques das fundações, face às grandes cargas da futura edificação. O nome Camkometer constitui-se em um anagrama, onde a sílaba "ko" expressa a sua adequabilidade para medida do coeficiente de empuxo em repouso



Figura 3 – Ensaio de pressiómetro de auto perfuração (Camkometer) realizado em parceria entre Engesolos, EPUSP e IPT

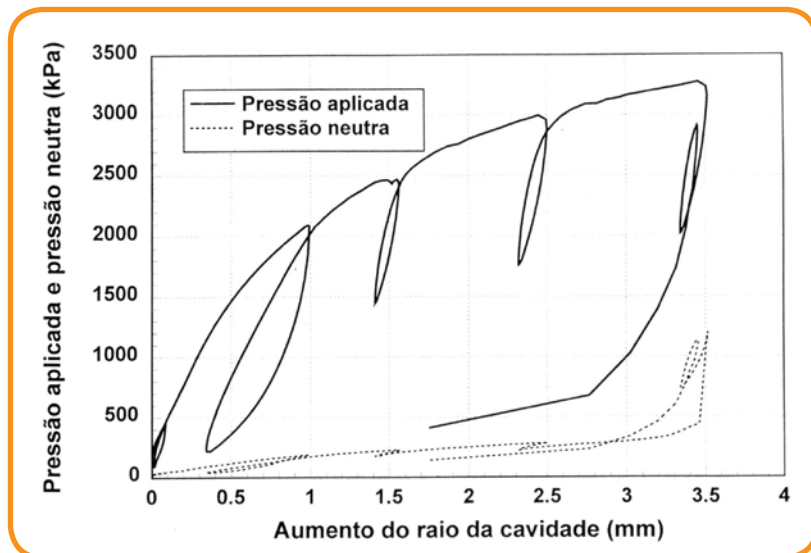


Figura 4 – Gráfico tensão-deformação do solo obtido

dos solos K_0 , segundo Pinto e Abramento (2001). Foi provavelmente a primeira vez que este ensaio foi realizado no Brasil, em um canteiro de obra predial, em junho de 2001. Os ensaios foram executados em parceria pela Engesolos, pela Escola Politécnica da USP e pelo IPT (Fig.3).

Foram realizados três ensaios às profundidades medidas do centro do pressiômetro em relação à superfície original do terreno: de 20,2 m, 26,8 m e 19,8 m. Dois problemas dificultaram a execução de mais ensaios: a existência de fragmentos de rocha que perfuravam a membrana do pressiômetro e a velocidade da escavação da obra que impedia o acesso do caminhão-perfuratriz. Na Fig. 4 apresenta-se um dos resultados em forma de gráfico de tensão – deformação do solo, mostrando os ciclos de carregamento e descarregamento.

É importante notar que os três ensaios apresentaram resultados muito semelhantes, não obstante tivessem sido executados em profundidades diferentes, demonstrando que o solo residual podia ser tratado como uniforme sob as sapatas para efeito de estimativa de recalques.

Resumidamente, os valores do módulo de cisalhamento inicial G_i obtidos nos três ensaios foram de: 100MPa (prof: 20,2m); 115MPa (prof: 26,8m); 107 MPa (prof: 19,8 m), obtidos das curvas do software do Camkometer e da interpretação do IPT.

CONCEPÇÃO DE PROJETO

O projeto das fundações foi de responsabilidade da empresa Apoio Assessoria e Projeto de Fundações S/C Ltda e foi desenvolvido a partir da adoção de paredes diafragma de 0,40 m de espessura ao

longo de todo o entorno dos quatro subsolos. Com a utilização de três linhas de tirantes provisórios, foi possível escavar todo o terreno até a cota geral de implantação das sapatas, as quais foram dimensionadas para transmitir ao solo de apoio uma tensão admissível de 0,7 MPa. A ficha da parede abaixo do quarto subsolo foi de 3,0 m, o que permitiu a estanqueidade da escavação, evitando-se bombeamento de água, o que poderia acarretar recalques das edificações vizinhas apoiadas sobre a argila orgânica. Também não foi necessária a laje de subpressão. As paredes diafragma serviram também de fundação para apoio das lajes dos subsolos e andar térreo. Um problema complexo enfrentado foi a velocidade da evolução do carregamento, sendo

as cargas iniciais transmitidas pelas lajes ao diafragma mais rapidamente, enquanto que as sapatas centrais dos demais pavimentos foram sendo carregadas à medida que o edifício subia. Temia-se pelo aparecimento de danos entre a parte menos carregada e aquela mais carregada. Finalmente, após uma estimativa de recalque com base nos ensaios do Camkometer da sapata central no valor de 5,0 cm, optou-se pela construção de apenas duas juntas de dilatação transversais entre a torre e o restante do edifício, o que se mostrou adequado após o término da obra.

EXECUÇÃO DA SAPATA CENTRAL

A sapata central foi apoiada em solo residual siltoso. Na Figura 5 pode-se observar a vista da escavação com as paredes diafragma atirantadas e o centro do terreno completamente seco e pronto



Figura 5 - Vista da escavação e contenção com uso de parede diafragma atirantada



Figura 6 – Concretagem da sapata gigante

para receber a sapata gigante de 14,60 m x 26,90 m, com 2,30 m de altura, totalizando um volume de 805 m³ de concreto. Os pilares que se apóiam nesta sapata gigante somam 268.900 KN de carga. Para avaliação da pressão de vento e seus esforços na estrutura e fundação do edifício, um modelo reduzido foi submetido a ensaio de túnel de vento executado pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em seu Laboratório de Aerodinâmica de Construções – LAC.

Para a concretagem desta sapata, contou-se com a consultoria técnica do Prof. Paulo Helene da EPUSP. Segundo Helene (2003), em concretagens de grandes volumes há grande acúmulo do calor liberado pelas reações de hidratação do cimento, elevando a temperatura do concreto no período de 15 a 60 horas. O grande problema é o gradiente térmico que poderia fissurar a sapata. Assim, foi realizada uma série de estudos prévios e cuidados especiais foram tomados durante a concretagem, executada em duas etapas e que exigiu o uso de 3 bombas de lança simultâneas (Figura 6).

Parte da água de mistura do concreto foi substituída por gelo para garantir a temperatura ideal de lançamento e evitar o superaquecimento. Para o controle da temperatura no interior do bloco foi instalada uma série de termo-pares.

A alta densidade da armação na base da sapata, com até 8 camadas sobrepostas, foi motivo de preocupação quanto à qualidade de adensa-



Figura 7 – Testemunho da base da sapata

mento do concreto, principalmente do recobrimento inferior desta sapata, com o devido preenchimento dos vazios. Para tanto, após a concretagem e boa parte da estrutura executada, foram realizadas sondagens rotativas para extração de testemunhos em 6 pontos devidamente escolhidos da sapata, que mostraram a excelente qualidade do concreto abaixo daquelas 4 camadas de ferragens, como se verifica na Figura 7.

INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação consistiu na medida de recalques de precisão em 4 pontos da parede diafragma, próximos da sapata central e em 12 pilares que se apóiam nesta sapata, conforme se observa na Figura 8, onde se vê a sapata central. Além disso, foram feitas medidas de convergência, que não são apresentadas neste artigo. Nas Figuras 9 a 11 apresentam-se os resultados das medições realizadas pela empresa Latina, durante o período de subida da estrutura. Os recalques das paredes diafragma foram pouco significativos e logo se estabilizaram, numa média da ordem de 5 mm.

Nas Figuras 10 e 11 observa-se que, após a conclusão da concretagem da última laje no final de 2003, as leituras seguintes realizadas no mês de abril de 2004 indicam clara tendência de estabilização de recalques da sapata central, numa média aproximada de 50mm. As leituras foram encerradas neste ponto por impossibilidade de acesso posterior aos pontos de leitura.

PREVISÃO E VERIFICAÇÃO DE RECALQUES

Para a previsão de recalques da sapata, foi seguida a seguinte metodologia:

– obtenção do valor do módulo de deformabilidade E , através da expressão da teoria da elasticidade: $G_i = E/2(1+\nu)$, sendo ν o módulo de Poisson.

- com o módulo de deformabilidade estimou-se o recalque elástico através das fórmulas de Giroud (1968) para placa flexível e de Whitman e Richart (1967) para placa rígida.

- adotando-se $\nu=0,25$ e $G_i=107$ MPa, resulta $E=268$ MPa. A pressão admissível da sapata central é de 0,6847 MPa.

Calculando-se o recalque máximo para o centro da sapata, obteve-se um recalque de 5,2 cm (considerando-se a mesma flexível) e 4,8 cm (considerando-se a mesma rígida). Portanto, é razoável assumir-se um valor intermediário de 5,0 cm.

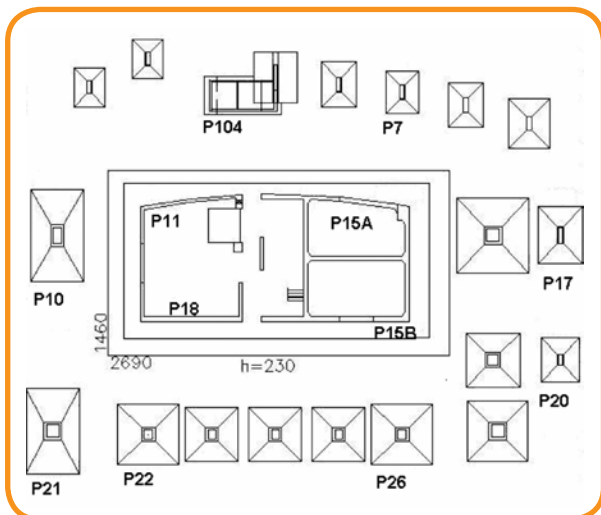


Figura 8 – Planta de localização dos pinos de recalque

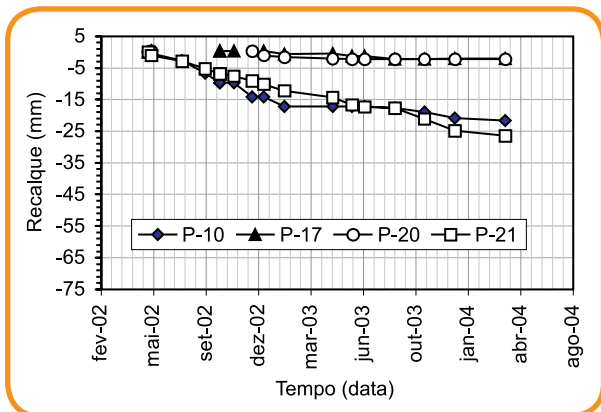


Figura 9 – Gráfico de recalques dos pilares P10, P17, P20 e P21

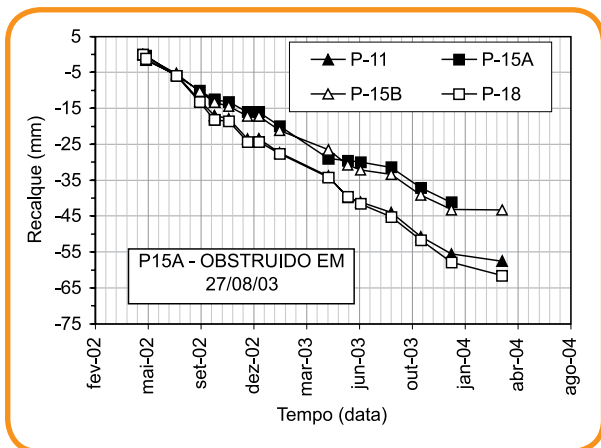


Figura 10 – Gráfico de recalques dos pilares P11, P15A, P15B e P18

É importante ressaltar alguns pontos sobre a estimativa de recalques:

- não foi considerada a expansão devida ao alívio da escavação; todavia o solo residual apresentou estabilização de recalques muito rápida, o que tornou este efeito pouco significativo.
- os ensaios pressiométricos foram executados com a escavação em progresso.

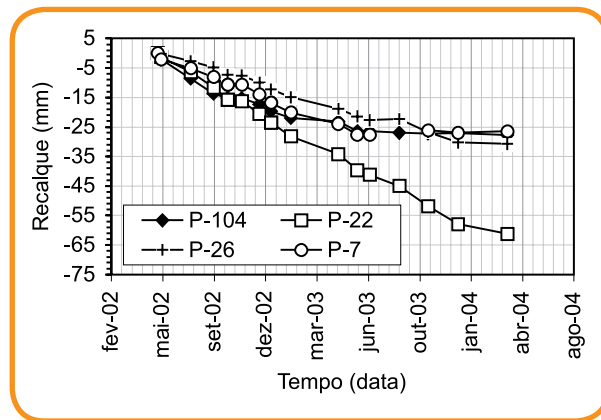


Figura 11 – Gráfico de recalques dos pilares P104, P22, P26 e P7

• os recalques medidos nos quatro pilares da sapata central P-104; P-22; P-26; P-7, entre setembro de 2002 e março de 2004, foram de respectivamente: 27,7mm; 61,2mm; 30,8mm; 26,5 mm sendo o valor médio de 36,6 mm. No que se refere à estabilização, entre 19/12/03 e 24/03/04, data da última medição, apenas o P-22 apresentou um recalque de 3,3 mm e os outros três apresentaram estabilização total.

Assim, pode-se afirmar que houve boa concordância entre o valor estimado de recalque e o valor efetivamente medido.

BREVES CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS.

Por falta de espaço, limita-se, neste artigo, a apenas alguns registros importantes. Os ensaios foram levados a efeito com os mesmos procedimentos propostos por Abramento e Sousa Pinto, constantes das referências e o solo residual deste trabalho tem gênese semelhante àquele do e-Tower. Nesta referência o módulo de cisalhamento G obtido pelo Camkometer é diverso daquele obtido, por exemplo, através de ensaios de "cross hole". Também a publicação referente ao projeto temático patrocinado pela FAPESP, Pinto e Abramento (2001), foi importante para o presente trabalho, no qual há ampla descrição sobre os procedimentos de uso do pressiômetro de auto-furação Camkometer.

CONCLUSÕES

A construção do edifício e-Tower, que pelas suas características se tornou um dos novos marcos da capital paulista, propiciou uma importante contribuição para o avanço dos conhecimentos sobre fundações em sapata, assentes em solo residual da cidade de São Paulo e submetidas a altas cargas:

- a execução de uma sapata de grandes dimen-

sões, como no presente caso, exigiu a adoção de inúmeros cuidados técnicos, porém mostrou-se perfeitamente executável, com uma alta qualidade de concretagem;

- o ensaio pressiométrico se mostrou fortemente

positivo na determinação do módulo de deformabilidade para estimativas de recalques;

- os módulos de deformabilidade inicial G_i , em diferentes profundidades executadas no solo residual foram praticamente constantes.◆

Referências Bibliográficas

Folha de São Paulo (2006). USP certifica nível de torres comerciais. Caderno de Imóveis, Edição de 12 de fevereiro, São Paulo.

Giroud, J.P. (1968). Settlement of linearly loaded rectangular area. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering – ASCE. Vol. 94, SM.4, p. 813 – 831.

Helene, P. (2003). Concreto de Alto Desempenho e-Tower. Relatório conclusivo das atividades realizadas para Tecnum. São Paulo.

Pinto, C.P. e Abramento, M. (2001). O pressômetro de auto-perfuração de Cambridge (Camkometer) – Metodologia de ensaio e exemplo de aplicação a solo residual de gnaíse. Publicação ABMS – NRSP, São Paulo.

Whitman, R.V. e Richart, F.E. (1967). Design Procedure for Dynamically Loaded Foundations. Journal Soil Mech & Foundation Engineering - ASCE, Vol. 93, SM6, pp 169-193.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Munir Abbud Empreendimentos Imobiliários pela permissão de divulgação do trabalho; e às empresas Apoio, Engesolos, Latina, Tecnum; e à Escola Politécnica e IPT; ao Professor Dr. Carlos de Sousa Pinto; e a todos os demais colegas que participaram direta ou indiretamente deste trabalho.



V INTERNATIONAL ACI/CANMET CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE CONCRETE STRUCTURES AND MATERIALS



18 a 20 Junho de 2008 | Manaus – Brasil

Submissão de resumos: 15/12/2006 • Notificação de aceitação: 15/01/2007

Línguas: Trabalhos devem ser apresentados em inglês para publicação; as apresentações poderão ser feitas em Inglês, Português e Espanhol. Tradução simultânea.

COMITÊ CIENTÍFICO

- Enio Pazini Figueiredo, Federal University of Goiás, Brazil
- J. McDonald, US Army Eng. Research and Development Center
- N. Carino, National Institute of Standards and Technology, USA
- P. J. M. Monteiro, University of California at Berkeley, USA
- Paulo Helene, University of São Paulo, Brazil
- R. N. Swamy, University of Sheffield, UK
- T. Holland, American Concrete Institute, USA
- V. Mohan Malhotra, CANMET (Chairperson)
- P. K. Mehta, University of California at Berkeley, USA
- K. Sakata, Okayama University, Japan
- M. Basheer, Queens University, Belfast, UK
- M. Zhang, National University of Singapore, Singapore

SCIENTIFIC AND TECHNICAL CONTACT

Antonio Edvar Andrade Filho | Enio Pazini Figueiredo
Rua Paraíba, 1015 – Sala 102 - Adrianópolis
CEP. 69.057-020 - Manaus – Amazonas -Brazil

Tel.: +55 (92) 3642.0427 | Fax.: +55 (92) 3642.0427 | hpc2008@tucana.com.br

Mais informações: www.ibracon.org.br



Construir com concreto: as mais sofisticadas tecnologias

Em dia dedicado ao construtor são apresentadas as mais modernas tecnologias de construção de estruturas de concreto

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa



Engenheiro Gilberto do Valle abre Dia do Construtor

No começo do século XX, só era viável construir um edifício alto com estrutura metálica porque a resistência do aço era 15 vezes maior do que a resistência do concreto. O Empire State Building foi o símbolo daqueles tempos. Entretanto, o uso de aditivos à base de sílica e de superplastificantes permitiu que os espaços vazios na argamassa fossem minimizados e que os problemas de retração do concreto diminuíssem. Em outras palavras, o avanço da tecnologia do concreto, aumentando sua resistência, fez com que este material difundisse sua aplicação na construção de estruturas de edifícios altos.

Com essa abordagem, o engenheiro Gilberto do Valle, ex-presidente do Council on Tall Buildings and Urban Habitats (CTBUH), associação internacional de profissionais da arquitetura, engenharia, construção e planejamento para o intercâmbio de informações sobre planejamento, projeto, construção e operação de edifícios altos e ambientes urbanos, iniciou sua palestra no Dia do Construtor, ocorrida em 26 de setembro, dentro da programação do 48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006.

Dando seguimento à sua explanação, Valle comentou a estrutura de algumas edificações pelo mundo. O Citic Plaza, com 391 m, construído em Guangzhou, China, apresenta uma estrutura

tubular com pilares periféricos e núcleo (core) central; essa mesma estrutura, feita inteiramente de concreto é observada no Central Plaza (374m), em Hong Kong, com a diferença que neste a forma é triangular. A ousadia dessas estruturas pode dar lugar a vigas com 17m de vão sem sustentação de pilares, por meio do uso do concreto protendido nas vigas e lajes e do concreto de alto desempenho nas colunas, como é observado no Menara Telekom, 314m, em Kuala Lumpur, na Malásia. O uso do concreto de alto desempenho, além de proporcionar maior resistência às deformações horizontais, tem as vantagens de ser mais econômico e de oferecer maior proteção contra o fogo. Em alguns casos, como no Trump World Tower (262m), em Nova York, a esbeltez da edificação (23 x 44m) exige o uso de atirantamento para evitar seu tombamento. O sistema antivibratório e a forma da edificação ajudam também na sua estabilidade diante do vento (Highcliff Apartments, Hong Kong).

Sistemas estruturais

As principais forças que atuam num edifício alto são: esforços oriundos dos ventos (forças hori-



Engenheiro Antonio Carlos Zorzi apresenta processo construtivo racionalizado



Newton Graça, Fernando de Oliveira, Newton Pinto Jr e Antonio Zorzi compõem uma das mesas do Dia do Construtor

zontais de tombamento e vibração) e os elevados valores das forças verticais, além da variação pela temperatura e da deformação lenta e elástica. Para se ter uma idéia da importância do vento em edificações altas, para a relação altura/deformação horizontal ser constante, é necessário que a rigidez seja sete vezes maior quando se passa de um edifício de 40 andares para outro de 70.

Com o advento da computação e da análise tridimensional das estruturas, descobriu-se que estruturas tubulares com pilares na fachada associadas com núcleo central ("core") é um sistema estrutural eficiente no combate às deformações horizontais, assim como a parede de enrijecimento ("shear wall"). Outras peças estruturais foram criadas para melhorar o desempenho final da estrutura:

- ◆ Paredes de enrijecimento intermediárias ("outriggers") maciças ou em treliças;
- ◆ Paredes periféricas nas fachadas em pavimentos mecânicos;
- ◆ Paredes periféricas para a transição de colunas que não devem ir ao térreo;
- ◆ Paredes de transição em andares altos, quando diminuem as dimensões externas do prédio;
- ◆ Vigas de enrijecimento para a transferência de cargas oriundas do encurtamento elástico das colunas;
- ◆ Diagonais de fachada.

Os pilares podem ser armados convencionalmente ou em várias camadas; ou podem ser mistos, com o uso de perfis estruturais (1 a 2%); ou ainda, consistir de um tubo metálico cheio de concreto. Elemento estrutural recente é o "bi-steel", que são fôrmas metálicas que se enchem de concreto e ficam servindo de pilares e paredes. Já os pisos, são formados por vigas de baixa altura e lajes de vários tipos que unem todos os pilares e paredes de todos os andares (diagrama). As fundações são diretamente assentadas nas rochas através de blocos de concreto ou estacas e tubulões, com uma estrutura intermediária entre os pilares e as estacas (radier). É comum também o uso de caixões de concreto (barretes).

Qualidade do concreto

O concreto de alto desempenho (CAD) é o material básico para a execução de um edifício alto com estrutura de concreto armado. Usado desde 1965, no Lake Point Tower (52MPa; 70 andares), em Chicago, esse concreto, com o uso de superplastificantes, ganha em resistência sem aumentar o consumo de cimento. Sua tecnologia tem evoluído com o combate de problemas, tais como: consumo de cimento, retração e temperatura de hidratação. Atualmente, este concreto atinge a resistência de 110 MPa (por exemplo, Two Unions Square, Seattle).

O pó de concreto reativo é a promessa para substituir o concreto de alto desempenho, pois pode atingir resistência de 200 a 800 MPa.

Racionalização da execução da estrutura

O Dia do Construtor trouxe também a experiência da Cyrella, uma das maiores construtoras nacionais, na racionalização do processo construtivo de estruturas de concreto armado. O engenheiro Antonio Carlos Zorzi, responsável técnico pelas obras da construtora, afirmou que a empresa atua nos três componentes básicos da estrutura para tornar o processo econômico e produtivo – as fôrmas; a armadura; e o concreto.

Zorzi afastou a concepção geral de que os elementos temporários da estrutura (fôrmas) têm um impacto de custo negligenciável frente ao impacto dos elementos permanentes (armadura e concreto). Segundo os dados apresentados, o custo de um molde de fôrma é de R\$ 450/m³ de estrutura; se esse molde for usado 20 vezes, esse valor cai para R\$ 22,50/m³. A racionalização no uso das fôrmas é alcançada observando-se os seguintes pontos:

- ◆ Procurar manter constante a largura e a altura das vigas entre os pavimentos consecutivos;



Participação da Riourbe no Dia do Construtor

- ◆ Evitar fôrmas complexas de execução;
- ◆ Formato dos pilares em U ou retangular;
- ◆ Evitar transições;
- ◆ Evitar grelha de vigas;

Em seguida, foi mostrado em detalhes como otimizar a produtividade e a qualidade das armaduras. Os requisitos básicos apontados foram:

- ◆ Diminuição do número de posições;
- ◆ Padronização das peças;
- ◆ Emprego de telas soldadas;
- ◆ Aumento do diâmetro médio;
- ◆ Fornecimento dos detalhes para corte e dobra;
- ◆ Compatibilização com instalações embutidas e com o processo construtivo.

Para Zorzi o melhor procedimento executivo a ser adotado com relação ao concreto é seu controle tecnológico adequado, assim como cuidados com o seu transporte, lançamento e cura. O controle consiste de três etapas básicas:

a) Recebimento (verificação da conformidade)

- ◆ Verificar horário, traço, água adicionada e materiais especificados na nota fiscal, além do lacre na betoneira;
- ◆ Verificar "slump" após a adição de água na obra – não atendimento implica na devolução para o fornecedor e na reprogramação.

b) Lançamento

- ◆ Moldagem de corpos de prova para controle de horário e das condições de lançamento – não atendimento leva à devolução do concreto;
- ◆ Mapeamento do local de aplicação do concreto.

c) Controle

- ◆ Controle da resistência à compressão a baixa idade (sete dias) – o não atendimento desse requisito exige providências do fornecedor quanto ao traço e da estimativa da nova resistência, que deverá ser submetida ao projetista.
- ◆ Controle da resistência à compressão aos 28 dias – o não atendimento reativa o caminho anteriormente citado.

Método construtivo na linha 4 do Metrô

O engenheiro Fernando Oliveira, do Consórcio Via Amarela, apresentou no auditório Ary Torres, no Dia do Construtor, o Mega-Tatuzão, equipamento de alta tecnologia usado para a perfuração do túnel que ligará o Largo da Batata, em Pinheiros, com a Estação da Luz, no centro da cidade de São Paulo.

O Mega-Tatuzão é uma escavadeira de pressão balanceada de terra (Shield EPB) com uma cabeça de perfuração de 9,5m de diâmetro, 75m de comprimento e 1800 toneladas. É assim denominado porque possui uma câmara de pressurização atrás da cabeça de perfuração, que contrabalança com a própria terra retirada do túnel a pressão sofrida pela

cabeça de corte da rocha perfurada. Uma rosca de 1m de diâmetro, tipo saca-rolha, retira a quantidade de lama na proporção certa para manter o equilíbrio na frente e atrás da cabeça de corte. A cabeça injeta uma espuma plástica que facilita a perfuração, homogeniza o material retirado e impermeabiliza as paredes do túnel. A terra retirada é transportada por uma esteira até o poço do túnel.

O Shield EPB instala também os anéis de concreto, formados por oito segmentos de 4 toneladas cada um (aduelas pré-moldadas de concreto), que são aparafusados entre si e colados no túnel com uma calda de cimento. O equipamento avança com os macacos hidráulicos apoiados nos próprios anéis instalados. A velocidade de avanço é de 14m por dia, a uma profundidade de 30m.

Nas próximas edições serão publicadas matérias a respeito das outras apresentações do Dia do Construtor, que indicamos abaixo.◆

PONTE SOBRE O CANAL ITAJURU NA RODOVIA RJ-140 CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA (CONSTRUTORA QUEIROZ GALVÃO)

Escavação: 4.030m³

Fôrma: 32.129m³

Aço CA-50: 1415t

Cordoalha: 650t

Concreto: 12.320m³

Injeção de lama betonítica: 1.704m³

RIOURBE – VILA PAN-AMERICANA SÉRGIO GOLDBERG – EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL NO PARQUE AMÉRICA (RJ) ESCOLA PADRÃO CIDADE DA MÚSICA ROBERTO MARINHO

PROJETO HIDROELÉTRICO PINALITO (REPÚBLICA DOMINICANA) JOÃO BOSCO MOREIRA DO CARMO (NOBERTO ODEBRECHT)

Potência instalada: 50MW

Volume de concreto: 157.000m³

Altura da barragem: 57m

Aço: 3800t

Colaborou Luiz Prado

Diagnóstico e reforço de postes de concreto armado, centrifugado e tubular: um problema nacional

Paulo Barbosa
Escola Politécnica da USP

Introdução

Postes pré-moldados de concreto centrifugado, armado, foram instalados no Brasil pelas empresas de telefonia móvel ao implantar ou ampliar áreas de cobertura do sistema a partir de 1996. A grande maioria desses postes, da ordem de dois mil unidades, foram fabricados pelo processo de centrifugação. A Fig. 1 apresenta um desses postes instalados. As alturas variam de 20m, 30m, 40m, 50m e 60m.



Figura 1 – Exemplo de um dos postes de concreto armado instalados.



Figura 2 – Flange metálica de união entre os módulos.

Esses postes são segmentados, ou seja, são compostos por vários módulos (para permitir seu transporte e montagem) unidos por uma flange metálica, conforme mostrado na Fig. 2. A espessura média da parede desses postes é de 10cm e os diâmetros externos variam de 60 a 100cm.

Alguns desses postes colapsaram após alguns anos de utilização, tendo-se conhecimento de alguns deles, nos estados de São Paulo, Espírito Santo, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul. Todos os colapsos conhecidos desses postes ocorreram com ruptura na emenda por traspasse entre o módulo (segmento) tubular 1, engastado ao solo, e o seguinte módulo (segmento 2), conforme se pode observar nas Figs. 3, 4 e 5.

Uma das principais empresas de telefonia celular do país, consciente do desconforto que essas estruturas podem causar a certos moradores e leigos e preocupada com os problemas existentes, tomou uma série de providências técnicas para melhor esclarecer o assunto e minorar os riscos envolvidos, podendo-se citar os seguintes:

- ◆ Solicitou vários laudos técnicos de inspeção, sendo que alguns deles recomendaram que os postes sejam desmontados;
- ◆ Desmontou diversos postes de concreto centrifugado tubular, substituindo-os por torres metálicas;



Figura 3 – Vista da região de ruptura de poste de concreto armado, centrifugado e pré-moldado

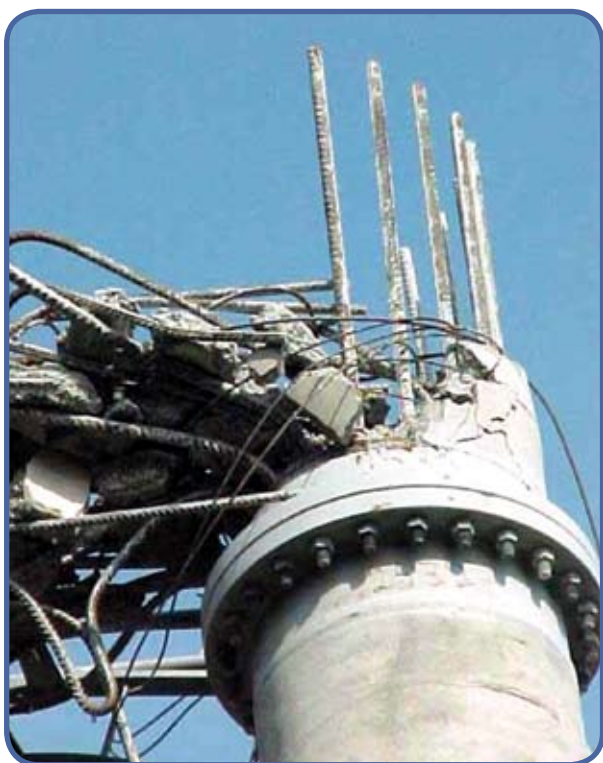


Figura 4 – Vista em detalhe da região de ruptura do poste

- ◆ Tem realizado através de sua equipe interna, avaliações estruturais de vários postes;
- ◆ Começou extenso programa de avaliação de postes através da Fundação Universidade de São Paulo para inspeção e diagnóstico conclusivo sobre o estado de vários postes de concreto centrifugado pré-moldado;
- ◆ Idealizou, implantou e vem realizando com sucesso um programa de reabilitação de postes.

Esse programa de reabilitação foi idealizado tentando-se explorar ao máximo o potencial de utilização da fibra de carbono, na medida em que se trata de uma alternativa de rápida execução e limpa, de forma a incomodar o mínimo possível a não alarmar a população local quanto ao eventual

risco de colapso. Em muitos dos locais onde existe o poste, por razões diversas, se demolido, não é permitida a reconstrução de outra torre o que aponta também na direção de uma solução que mantenha os postes atuais, porém seguros.

Inspeção e Diagnóstico do Problema

A avaliação “in-situ” de mais de 40 desses postes aliada à análise dos projetos dos mesmos mostraram que há deficiência de armaduras para resistir aos esforços gerados pelo vento de projeto que varia de 40 a 45m/s nas regiões onde os postes estudados foram instalados. Essa deficiência à flexão ocorre, pois em boa parte dos projetos não foram considerados efeitos de 2ª ordem nem carregamento dinâmico. A Fig. 6 mostra uma das verificações realizadas, em poste de 40m de altura, onde se pode verificar que os esforços solicitantes tanto dinâmicos quanto estáticos, quando se leva em consideração o efeito de 2ª ordem, são superiores aos esforços resistentes até uma altura aproximada de 15m.

A elevada incidência de fissuras de flexão (incipientes, com aberturas inferiores a 0,3mm) foi justificada pelo baixo módulo de elasticidade do concreto utilizado, que, por ser centrifugado, concentrou os agregados graúdos próximos à fôrma, fazendo com que boa parte da seção transversal



Figura 5 – Vista geral do colapso de poste de concreto armado

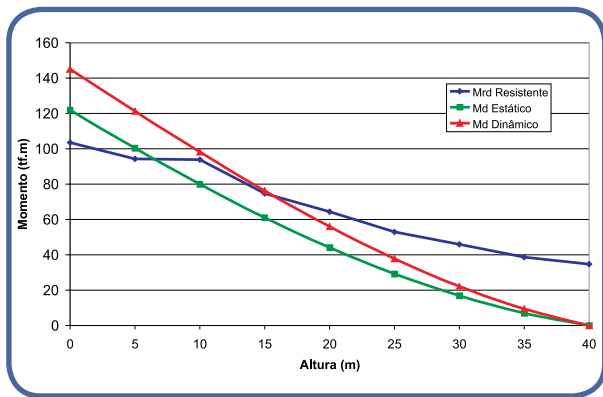


Figura 6 – Momentos solicitantes estáticos e dinâmicos e momento resistente de poste de 40m

seja composta por argamassa, que, embora tenha a mesma resistência da seção com brita, é mais deformável (vide seção exposta na Fig. 7). O módulo de elasticidade secante médio encontrado foi de 22GPa, enquanto o especificado no projeto era de 41 GPa.

Embora os problemas acima sejam importantes, necessitando de reforço à flexão complementar para fazer frente ao vento máximo de projeto e de proteção contra corrosão de armaduras pelas fissuras geradas pela maior deformabilidade da estrutura, esses problemas não são responsáveis pelos colapsos ocorridos, na medida em que não se vê fissuras com aberturas elevadas na base, indicando escoamento de armaduras ou rupturas típicas de flexão. Como se pode observar na Fig. 8, as armaduras soldadas na flange metálica continuam verticais e ainda apresentam ranhuras, mostrando que não foram solicitadas à flexão.

Como todos os colapsos ocorreram na região de traspasse, realizou-se uma inspeção mais detalhada nessa área visando determinar a causa desses acidentes. Observou-se que, ao invés de soldar a própria armadura longitudinal do poste na flange metálica, foram soldadas à flange barras de arrancamento com 117cm de comprimento. Essas barras deveriam transferir, por traspasse, os esforços para a armadura longitudinal do poste.

Desde que respeitados alguns princípios gerais e que sejam atendidas as exigências de nor-



Figura 7 – Heterogeneidade do concreto centrifugado utilizado nos postes



Figura 8 – Observar que as armaduras longitudinais da região de emenda por traspasse e que estão soldadas à flange permaneceram verticais indicando que o concreto rompeu sem as solicitar a flexão

mas técnicas, essas emendas por traspasse e flanges metálicas poderiam funcionar adequadamente conferindo segurança e estabilidade aos postes.

Infelizmente, não foi o que ocorreu neste caso, pois essas emendas não respeitaram as exigências técnicas das normas. A Tabela 1 mostra a conformidade dessa emenda em relação aos itens especificados pela norma brasileira NBR-6118, que é similar às normas ACI 318 e Model Code CEB-FIP 90.

Nessa região foi constatado um excesso de armadura, com taxas variando de 8,5% a 18,2%, conforme discutido a seguir. Essas taxas ou concentrações efetivas de armadura superam em muito o limite máximo razoável, que entre outras finalidades busca assegurar condições favoráveis de transmissão de esforços nessa região.

Diante da análise apresentada, as rupturas dos postes indicam a ocorrência da fissuração do concreto das bielas, que deveriam transferir os esforços entre as barras de aço emendadas por traspasse. Essa destruição do concreto que envolvia as barras de aço das emendas pode ser explicada por um comprimento de traspasse deficiente para que todas as barras pudessem ser emendadas na mesma região da peça estrutural, com barras de aço de bitolas incompatíveis com a espessura da parede de concreto dos tubos, e por uma porcentagem de armadura, referida ao concreto de envolvimento das barras, acima de qualquer limite tolerável. À medida em que o tempo passa e essas juntas são submetidas a carregamentos cíclicos, o concreto responsável pelo funcionamento das juntas tende a ser destacado, a ser destruído.

Esse diagnóstico é corroborado pelas informações obtidas sobre um poste que caiu no Estado

Tabela 1 – Estado das emendas por traspasse em relação às recomendações de norma

exigências da norma técnica NBR 6118	especificação	observado	conformidade	
relativas à taxa de armadura	deve ocupar menos de 8% da área da seção transversal	≤ 8%	8,5% a 18,2%	não
relativas ao diâmetro das armaduras longitudinais	deve ser maior do que 10 mm	≥ 10 mm	25mm ou 32mm	sim
	deve ser inferior à 1/8 da menor dimensão transversal	≤ 12,5 mm	25mm ou 32mm	não
relativas ao comprimento de traspasse	deve ser maior do que o comprimento de traspasse para barras tracionadas isoladas	≥ 140cm (f _φ 25mm) ≥ 181cm (f _φ 32mm)	117cm	não
relativas à armadura transversal (estribos)	deve resistir à força de uma barra emendada	≥ 213kN (f _φ 25mm) ≥ 350kN (f _φ 32mm)	120kN	não
	deve ser constituídas por barras fechadas	estribos helicoidais	não são helicoidais	não
	deve se concentrar nos terços finais da emenda	concentrado nos 80cm finais	geometricamente espaçados	não

de São Paulo, segundo laudo pedido pela justiça para apurar as causas do acidente ocorrido:

- ◆ No dia do colapso, o registro máximo de rajada na região do poste indicou velocidade de 15 m/s, muito aquém da velocidade de projeto de 40 m/s;
- ◆ O poste, projetado para um carregamento máximo de antenas de 12m² no topo, estava na ocasião da ruína com um carregamento equivalente a apenas 3m²;
- ◆ A análise visual dos escombros da torre indicou que a falha de fato se deu por escorregamento entre as barras de aço e o concreto na região da emenda, ou seja, deficiência da transmissão de esforços na região do traspasse de barras;
- ◆ A hipótese mais provável para o mecanismo de colapso da torre como sendo o dano cumulativo sofrido pela interface entre concreto e barras de aço, devido aos esforços provocados por ventos de intensidade moderada, ao longo da vida da estrutura;
- ◆ Esta hipótese é corroborada pelo fato de que a torre já havia apresentado sinais de dano na região da emenda, sob forma de fissuras aparentes na face externa da torre.

Como mostrado acima, essas falhas de projeto e de construção independem do nível de cargas atuantes nos postes e podem acarretar, por efeito cíclico de fadiga, a destruição progressiva por tração

do concreto nessa região de emenda, induzindo o colapso do poste por uma ação de vento qualquer como parece ser o diagnóstico dos casos de colapso já ocorridos.

Reforço das Emendas

O reforço proposto para esta emenda deficiente consiste em preencher o fuste do poste na região do traspasse (150cm acima e abaixo da flange) com graute de elevada resistência mecânica ($f_{c28\text{dias}} = 50\text{MPa}$) e realizar confinamento passivo com uma camada de fibra de carbono CF-130 nessa mesma região, conforme esquema da Fig. 9, de forma a impedir um possível deslocamento das armaduras.

Com o poste reforçado dessa maneira, todos os parâmetros tecnológicos que garantem a eficiência da emenda por traspasse passam a ser atendidos, conforme mostrado na Tabela 2.

Como se verifica na Tabela 2, após o reforço utilizado como intervenção corretiva desse problema generalizado e congênito de todos os postes, o poste passa a atender a legislação e normas técnicas vigentes no país. Para comprovar a eficiência desse reforço foi realizado um ensaio em escala real com módulos que já haviam sido desmontados.

Tabela 2 – Parâmetros do poste na região da emenda após reforço com graute e fibra de carbono

exigências das normas técnicas	recomendado	reforçado	conformidade	
relativas à taxa de armadura	deve ocupar menos de 8% da área da seção transversal	$\leq 8\%$	0,9% a 2,3%	sim
relativas ao diâmetro das armaduras longitudinais	deve ser maior do que 10mm	$\geq 10\text{mm}$	25 ou 32 mm	sim
	deve ser inferior à 1/8 da menor dimensão transversal	$\leq 75\text{mm}$	25 ou 32 mm	sim
relativas ao comprimento de traspasse	deve ser maior do que o comprimento de traspasse para barras tracionadas isoladas	$\geq 66\text{cm}$ ($\phi 25\text{mm}$) $\geq 91\text{cm}$ ($\phi 32\text{mm}$)	117cm	sim
relativas à armadura transversal (estribos)	deve resistir à força de uma barra emendada	$\geq 213\text{kN}$ ($\phi 25\text{mm}$) $\geq 350\text{kN}$ ($\phi 32\text{mm}$)	986 kN	sim
	deve ser constituídas por barras fechadas	estribos helicoidais	Confinado por fibra de carbono	sim
	deve se concentrar nos terços finais da emenda	concentrado nos 80cm finais	Confinado por fibra de carbono	sim

Ensaaios Realizados

Foram realizados dois ensaios com corpos-de-prova não reforçados e dois com corpos-de-

prova reforçados. Os corpos-de-prova reforçados foram preparados da mesma forma que os postes reforçados na prática, inclusive com a utilização da mesma mão-de-obra. A Fig. 10 ilustra a execução do reforço em um dos módulos ensaiados.

Cada corpo-de-prova foi composto por dois módulos idênticos, cortados com 6m de comprimento cada, unidos pela flange metálica, formando uma viga de seção circular vazada com emenda no meio do vão. Cada corpo-de-prova foi montado na estrutura de reação do Laboratório de Estruturas, utilizando um dispositivo em forma de berço em cada apoio e respectivos pórticos de reação. A Figs. 11 e 12 ilustram o esquema de ensaio utilizado.

Os corpos-de-prova receberam uma leve demão de pintura branca à base de cal, para facilitar a visualização das fissuras que surgiriam durante os ensaios. Para reproduzir os esforços de vento a que a estrutura está submetida durante sua utilização foi introduzido um carregamento cíclico de 400 ciclos (sendo 200 com 15%, 150 com 20%

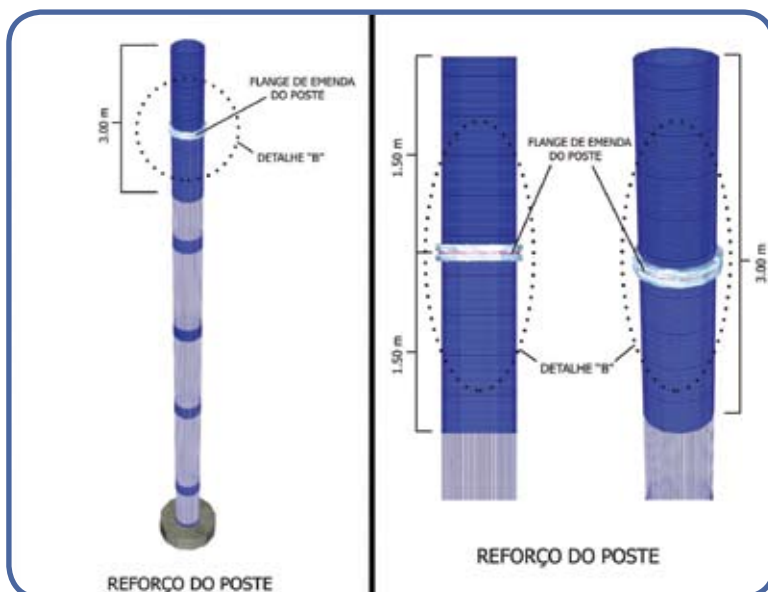


Figura 9 – Esquema do reforço proposto e aprovado para a região da emenda dos postes de concreto centrifugados.



Figura 10 – Aplicação da fibra de carbono em um dos módulos ensaiados em laboratório

e 50 com 30% da carga teórica de ruptura da seção transversal do meio do vão), em seguida a peça foi rompida estaticamente. As forças necessárias para solicitar os corpos-de-prova foram introduzidas por meio de dois procedimentos:



Figura 11 – Esquema de ensaio realizado (módulos sem reforço)

a) no caso de carregamento cíclico, foi disposto um atuador servo-hidráulico de dupla ação (controlado por equipamento programável, capaz de controlar a intensidade e a velocidade de aplicação das forças e dos deslocamentos) marca Instron, com capacidade máxima de



Figura 12 – Esquema do ensaio realizado (módulos reforçados)

500kN, tanto na tração como na compressão. Esse atuador ficava preso a um pórtico de reação numa extremidade, e na outra, aos flanges dos corpos-de-prova, por intermédio de uma articulação e um dispositivo de ligação feito de chapas de aço;

b) no caso do ensaio monotônico, foram dispostos na seção de aplicação de cargas conjuntos de três cilindros hidráulicos de ação simples, sendo que as forças eram aplicadas inicialmente por um par de cilindros de menor capacidade, até se atingir o curso máximo dos mesmos. Após isso, a força era transferida ao terceiro cilindro, de maior capacidade, que continuava a aplicar a força e dava continuidade à deformação do corpo-de-prova.

Resultados dos ensaios de módulos não reforçados

As duas rupturas observadas com postes não reforçados ocorreram devido à falha da emenda por traspasse, com a presença de fissuras mapeadas, longitudinais, mostrando as bielas de compressão do concreto. As fotos das rupturas ocorridas nesses ensaios são apresentadas nas Figs 13 e 14.

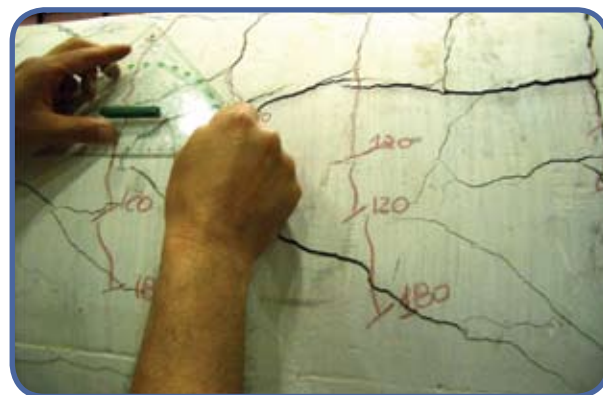


Figura 13 – Ruptura do primeiro ensaio com módulos não reforçados

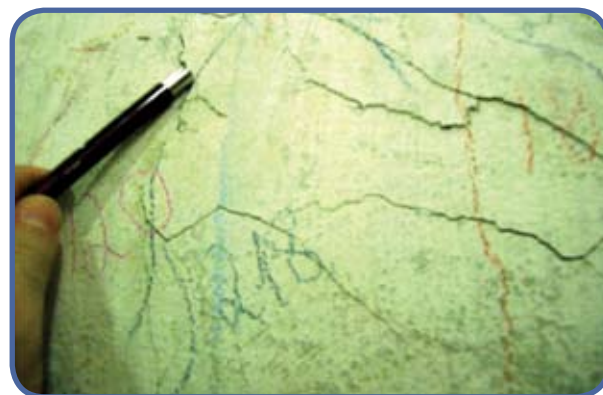


Figura 14 – Ruptura do segundo ensaio com poste não reforçado

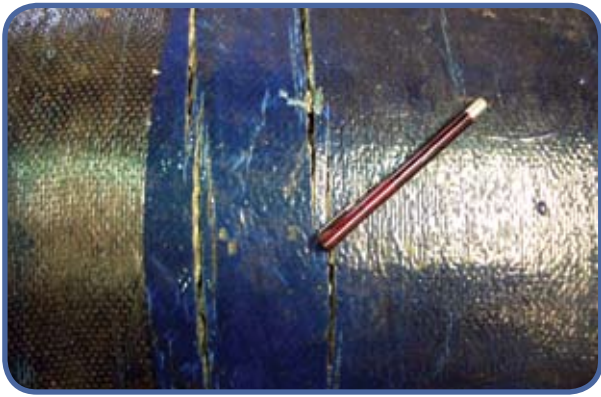


Figura 15 – Ruptura de poste reforçado com enchimento de graute e confinamento com fibra de carbono



Figura 16 – Ruptura do primeiro ensaio com a emenda por traspasse reforçada, depois de retirada da manta de fibra de carbono da região do confinamento, não mostrando deterioração da região do traspasse

Outro indício que corrobora a afirmação de que o mecanismo de colapso desses postes ensaiados sem reforço se deu pela falha da emenda por traspasse é que o gráfico de tensão-deformação de todos os ensaios não reforçados mostram ruptura frágil, típica desse tipo de falha.

Resultados dos ensaios de módulos reforçados

Essa ruptura ocorreu na seção transversal do poste imediatamente depois do flange metálico (área sujeita ao maior momento fletor), conforme mostrado na Fig. 15 e Fig. 16. Toda a fibra de carbono foi retirada de forma a se poder verificar o quadro de fissuração do concreto na região do traspasse do

poste reforçado. Não se verificou nenhuma fissura relevante nessa região que mostrasse algum indício de falha do traspasse, mostrando, assim, a eficiência do reforço proposto para corrigir o problema da deficiência de transferência de esforços na região do traspasse.

O diagrama de tensão-deformação dos ensaios reforçados mostram uma ruptura mais dútil, típica de flexão no domínio III, com esmagamento de concreto na região comprimida e escoamento do aço, como mostrado na Fig. 17.

Conclusões

O colapso dos postes de concreto armado centrifugado e pré-moldado projetados, já acontecidos em diversas regiões do país, ocorreram por ruptura e destruição do concreto das paredes das emendas de ligação dos segmentos ou módulos tubulares de concreto devido, aos esforços gerados que solicitaram as bielas de compressão do concreto acima de sua capacidade de resistir, devido ao excesso de taxa de armadura.

Essa destruição do concreto que envolve as barras de aço das emendas é justificada por:

- ◆ uso de uma porcentagem de armadura, referida ao concreto de envolvimento das barras, acima de qualquer limite tolerável por norma e por bom senso;
- ◆ uso de comprimento de traspasse insuficiente para que todas as barras possam ser emendadas na mesma região, em desobediência à normalização;
- ◆ uso de número excessivo de barras de grande diâmetro incompatível com o espaço disponível, em oposição às regras de “bem construir” e em contradição com a normalização disponível;

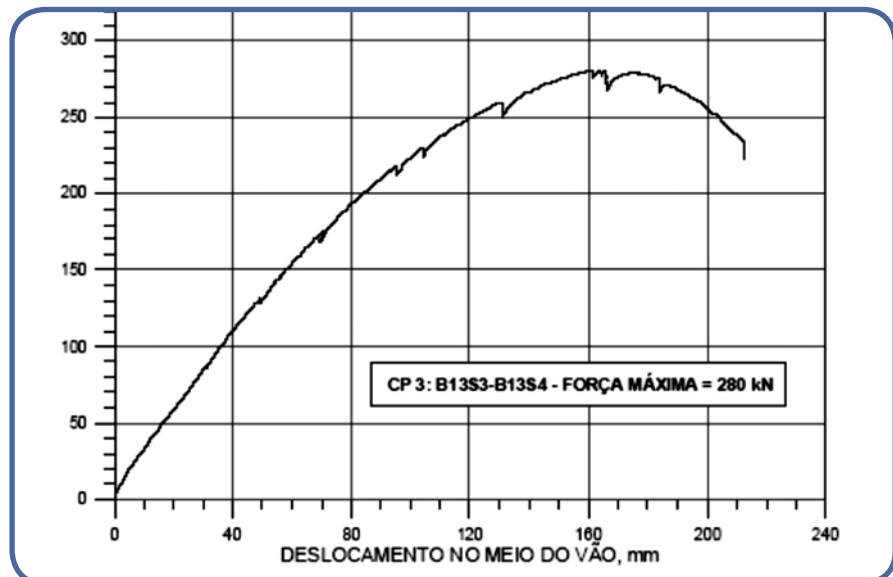


Figura 17 – Diagrama de tensão-deformação



Figura 18 – Reforço à flexão (complemento da reabilitação do poste em alguns casos)

- ◆ uso de estribos insuficientes e não helicoidais, ou seja, ausência de confinamento adequado para os esforços transversais, contrário ao que recomenda a normalização e as regras de “bem armar”.

Evidentemente, além desse problema patológico congênito que, infelizmente, envolve todos os postes similares no país (da ordem de dois mil unidades), há outros que possuem deficiência de armaduras necessitando de reforço adicional à flexão, que também pode ser realizado com fibra-de-carbono, conforme apresentado na Fig. 18.

Em média, tendo em vista os 150 postes já analisados até o momento, são utilizados 45m² de fibra de carbono para reabilitar um poste, considerando tanto o reforço das emendas quanto o adicional reforço à flexão. Estendendo essa quantidade aos, praticamente, 2000 postes já fabricados, resulta em um consumo total de fibra de carbono de, aproximadamente, 90000m². O custo da reabilitação é, em média, um terço do valor da substituição do poste por uma torre metálica (prática que estava sendo empregada por grande parte das empresas de telefonia celular do

país); sendo assim, a reabilitação dos postes com o procedimento desenvolvido é uma alternativa atrativa para as empresas do setor.

Outros problemas relacionados à durabilidade (tipo fissuras), corrosão de armaduras, corrosão de flanges metálicas, infiltração de água no núcleo, lixiviação, eflorescências, desaprumo e outros, que exigem intervenção imediata, inspeção periódica e manutenção permanentes para que efetivamente esses postes venham a apresentar a vida útil que deles se espera, com estabilidade e segurança.

Em relação aos ensaios realizados para reforçar o poste na região crítica (emendas por traspasse entre os módulos), pode-se dizer que:

- ◆ Todos os ensaios com módulos de postes não reforçados apresentaram ruptura por falha na transferência de esforços na região do traspasse de armaduras, apresentando mecanismo de ruptura muito próximo ao encontrado na prática, em postes que colapsaram.
- ◆ Todas as rupturas ocorridas em postes reforçados na região do traspasse com a solução proposta ocorreram por flexão no domínio III, com esmagamento de concreto na região comprimida e escoamento do aço, comprovando a eficiência do reforço proposto para eliminar os problemas de transferência dos esforços no traspasse.

Agora que esse problema patológico congênito dos postes de concreto centrifugados e pré-moldados utilizados em telefonia celular foi elucidado e bem entendido, inclusive com solução testada e de eficiência comprovada, qualquer acidente que venha a ocorrer jamais poderá ser creditado à fatalidade e à aleatoriedade dos fenômenos envolvidos, ou mesmo à ignorância dos problemas e deficiências existentes.

Há um risco de novos colapsos desses postes com probabilidade de ocorrência muito acima dos padrões consagrados e normalizados para as estruturas de concreto no país.

Este fato deu origem a um processo nacional de reforço de postes pois não é mais possível ignorar uma recomendação técnica necessária e eticamente oportuna. Trata-se agora de uma corrida contra o tempo pois as consequências de novos acidentes podem ser desastrosas e irreversíveis.

Agradecimentos

Os autores desse trabalho agradecem ao Prof. Ari de Paula Machado, Prof. Pérciles Brasiliense Fusco, Laboratório de Estruturas da USP de São Carlos e ao Gerente de Integração Aldo Clementi, que iniciou a busca por soluções técnicas para evitar o desmonte dos postes, tornando possível o desenvolvimento desse trabalho.◆

Intercâmbio de tecnologias entre países-irmãos

Simpósio Ibero-Americano reúne especialistas dos dois continentes para a troca de experiências técnicas na área da construção civil

Fábio Luís Pedroso | Assessor de Imprensa

O Simpósio Ibero-Americano sobre o Betão Estrutural - SIABE é um evento de abrangência ibero-americana, que visa difundir os avanços do concreto estrutural. Foi criado no ano passado, em Portugal, para ocorrer de forma sempre integrada à Conferência Internacional sobre o Concreto Estrutural – INCOS, que trata do mesmo assunto em cadeia internacional. Neste ano, o SIABE aconteceu de forma integrada ao 48º Congresso Brasileiro do Concreto, no dia 27 de setembro de 2006, no Riocentro.

A crescente evolução e diversificação dos materiais constituintes do concreto estrutural, a velocidade e novas possibilidades dos processos construtivos, bem como a manutenção e recuperação das estruturas existentes, demandam dos profissionais a atualização constante de seus conhecimentos e a troca de experiências. Por outro lado, “os países latino-americanos e ibéricos, por ter uma raiz cultural comum, compartilham também problemas tecnológicos bastante similares, inclusive na área da construção civil; por isso, a oportunidade da organização de um evento como o SIABE”, jus-



Engenheiro José Luiz Cardoso apresentando a Ponte Deputado Marcio Correa

tificou o professor Cláudio Sbrighi Neto, membro da comissão organizadora.

Segundo o Prof. Luiz Oliveira, da Universidade da Beira Interior e membro do Comitê Científico, o Simpósio busca uma maior integração entre as universidades ibero-americanas e maior interação entre o meio acadêmico e o mercado. “Esperamos que o alargar das discussões sobre o que cada país faz em termos de pesquisa e trabalho de tecnologia de ponta no domínio do concreto possa fortalecer a integração ibero-americana em termos de mercado”, afirmou.

Pesquisas com agregados reciclados

A extração de areia para produção de concretos pode acarretar danos elevados ao meio ambiente, dentre os quais: alteração dos regimes de vazão dos leitos dos rios com conseqüente erosão das margens e das estruturas adjacentes e alteração dos regimes de ondulação e de marés, com diferentes impactos na costa marinha. Portugal, Espanha, Brasil e o extremo Oriente têm utilizado cada vez mais a fração fina dos agregados reciclados de concretos (AFR), como forma de minimizar o impacto ambiental da extração



Engenheiro português Luís Evangelista apresenta seu trabalho

de areia. Estudos realizados nestes países têm apontado que as propriedades mecânicas dos concretos com ou sem agregados reciclados são bastante compatíveis entre si. Porém, o mesmo não pode ser dito sobre a durabilidade das estruturas feitas com os AFRs.

Segundo o Prof. Luiz Evangelista, do Instituto Técnico Superior da Universidade de Lisboa, palestrante convidado para a cerimônia de abertura do SIABE 06, a durabilidade do concreto está intrinsecamente relacionada com sua permeabilidade. “É, portanto, de se esperar que os betões com AFR apresentem um pior desempenho, em termos de durabilidade, tendo em vista a maior porosidade do agregado”, alertou Evangelista.

Estudo realizado na Universidade de Lisboa sobre o grau de carbonatação e a penetração de cloretos nos concretos com AFRs relativamente aos concretos com areia natural (AFN) chegou as seguintes conclusões:

- ◆ A profundidade de carbonatação aumenta linearmente com a taxa de substituição de AFN por AFR, atingindo um valor máximo de 66% (para o concreto com substituição total);
- ◆ O coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário aumenta linearmente com a taxa de substituição de AFN por AFR, com aumento máximo de 34%.



Engenheiros Rogelio Daniel, Luiz Antonio e Raul Husni debatem com congressistas

“Os resultados demonstram que para substituições parciais, as variações de carbonatação e de difusão de cloretos são aceitáveis. E que em estruturas não sujeitas aos problemas de durabilidade, a substituição total é viável, com os conseqüentes benefícios ambientais decorrentes”, concluiu Evangelista.

Disseminando tecnologias além dos mares

O SIABE 06 contou com dez palestrantes vindos de Portugal, Espanha, Argentina, Cuba, além dos brasileiros. E mais treze apresentações em forma de pôster. Os temas foram bastante diversificados, abrindo um panorama das pesquisas mais recentes realizadas nos institutos de pesquisas e nas universidades dos países ibero-americanos. A seguir, acompanhe um resumo das palestras de destaque do evento.

REOLOGIA DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL: DA ARGAMASSA AO CONCRETO

LUIZ DE OLIVEIRA – UNIVERSIDADE DA BEIRA DO INTERIOR, PORTUGAL

Mostrou ser possível fazer ensaios de espalhamento e de fluidez para estabelecer correspondências entre as propriedades reológicas das argamassas e do concreto.

APLICAÇÃO DE TÉCNICAS NÃO DESTRUTIVAS PARA A LOCALIZAÇÃO DE BARRAS DE AÇO EM PONTES

RAUL HUSNI – UNIVERSIDADE DE BUENOS AIRES, ARGENTINA

Apresentou técnicas para a identificação e caracterização de barras de aço, como as que utilizam radar, pacometria e gamagrafia; em seguida, mostrou as técnicas de reparação utilizadas na recuperação de pontes na Argentina, sem necessidade de parar o trânsito.

MÉTODOS E SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE CONCRETO DE RECENTE UTILIZAÇÃO NA ARGENTINA

ROGELIO PERCIVATI FANCO – PRESIDENTE DA ASSOCIAÇÃO DE ENGENHEIROS ESTRUTURAIS (AIE)

Abordou os métodos construtivos de pontes na Argentina face a recuperação econômica do país: fatores determinantes na escolha do método construtivo, o tipo de concreto utilizado - moldado no local e pré-fabricados - e características do sistema construtivo.

COMPARAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS, FLUÊNCIA E RETRAÇÃO DE UM MESMO CONCRETO COM DOSIFICAÇÃO CONVENCIONAL E AUTO-ADENSÁVEL

JORGE LEY URZAIZ – INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIAIS E CONSTRUÇÕES, ESPANHA (INTEMAC)

Foram apresentados os estudos realizados na Espanha comparando-se as propriedades mecânicas do concreto convencional com o concreto auto-adensável. A conclusão geral é que são semelhantes.

CAPACIDADE DE ROTAÇÃO PLÁSTICA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Sérgio Lopes – Universidade de Coimbra, Portugal

Apresentou o conceito de ductilidade, para falar da redistribuição dos esforços, da ductilidade à flexão, redistribuição dos momentos, ductilidade à torção e mostrar a necessidade de uma melhor normalização do assunto.

INVESTIGAÇÃO DA AÇÃO DA DIVERSIDADE CLIMÁTICA DE UM PAÍS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA O ESTABELECIMENTO DE NORMA DE DURABILIDADE

VITERVO O'REALLY DÍAZ – RED REHABILITAR - CYTED

Por meio de estudos apresentados, concluiu que é possível estabelecer uma norma única para as estruturas de concreto, pré-estabelecendo quantidades mínimas de cimento, a relação água/cimento e a resistência.

16 HORAS DE INCÊNDIO NO EDIFÍCIO WINDSOR DE MADRI

JAIME FERNÁNDEZ GÓMES – UNIVERSIDADE POLITÉCNICA DE MADRI, ESPANHA

Detalhou estudo realizado na estrutura do Edifício Windsor após o incêndio e apontou recomendações para o projeto de edificações.

PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PONTE EM CURVA EM CABO FRIO

JOSÉ LUIZ CARDOSO – JLC PROJETOS

Foi apresentada a concepção arquitetônica, o projeto estrutural, os aspectos das fundações, a tecnologia do material e a repercussão da construção da ponte.◆

Colaborou Claudio Sbrighi Neto



IX CONGRESO LATINOAMERICANO DE PATOLOGIA Y
XI CONGRESO DE CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCION
QUITO - ECUADOR 2007



IX Congresso Latino-Americano de Patologia e XI Congresso de Controle de Qualidade na Construção

24 a 27 de setembro de 2007 | Quito – Equador

Temática

Controle de qualidade e Controle de manutenção de projetos construtivos
Patologia, reabilitação e recuperação de obras civis

Inscrições e Informações

Eng. Roddy Cabezas | roddy_cabezas@hotmail.com

Eng^a. Maria Fernanda Herrera | ferniherrera1980@gmail.com

conpat2007@gmail.com

As pontes do Porto – Portugal

António Adão da Fonseca
 Engenheiro Civil (UP) e Especialista em Estruturas
 pela Ordem dos Engenheiros
 Professor de Pontes na Faculdade de Engenharia
 da Universidade do Porto, Portugal
 Projetista de Pontes e Estruturas Especiais na
 empresa ADÃO DA FONSECA – Engenheiros
 Consultores, Lda

Sumário

A história e evolução urbana do Porto dependeram sempre do rio Douro e das suas magníficas pontes. As duas primeiras pontes permanentes foram construídas na primeira metade do século XIX, e já não existem. Na segunda metade desse mesmo século construíram-se mais outras duas pontes, ainda existentes, que estabeleceram a mais elevada qualidade técnica e estética para as Pontes do Porto. No século XX construíram-se apenas três pontes, mas no início deste século XXI foi já construída uma ponte singular e projeta-se a construção de mais três. As Pontes do Porto constituem um património mundial único de grandes obras de arte ao serviço do desenvolvimento e bem-estar da população da região do Porto.

1. UM LUGAR HISTÓRICO

Uma pequena povoação e um pequeno porto protegidos dos ventos marítimos, chamado de Portucale, terão existido na foz do rio Douro desde longa data, mas a sua ocupação em 868, por Vímara Peres, guerreiro do Rei Afonso III, de Leão, é considerado o acontecimento mais antigo da História do Porto.

Na verdade, o Porto já era sede episcopal desde a segunda metade do século VI, desde os tempos dos Suevos, mas é a partir de 868 que a sua importância aumenta: torna-se o centro aglutinador das terras circundantes, que desde inícios do século X passam a constituir o núcleo do futuro condado portugalense. Pode-se assim dizer que foi Portucale a dar nome e origem a Portugal.

Em 1147, entraram no rio Douro os cruzados nórdicos que faziam parte da Segunda Cruzada à Terra Santa e é o Bispo do Porto, Dom Pedro Pitões, quem lhes prega no alto da colina, em frente da Sé, um eloquente sermão, exortando-os a irem auxiliar o Rei Dom Afonso Henriques na conquista de Lisboa; depois o Bispo Portucaleense acompanha a armada e participa



Fotografia 1 – O Porto medieval e barroco
 (fotografia de Adão da Fonseca)

na empresa. Com a conquista de Lisboa consolida-se a independência de Portugal e o Porto cresce em população e importância econômica (fotografia 1).

Sendo esta cidade senhorio episcopal desde o século XII, proporcionaram-se frequentes conflitos entre os prelados, a cidade e a monarquia. O problema será resolvido só no início do século XV, quando o senhorio urbano é integrado na coroa. Entretanto, em reconhecimento dos serviços prestados ao rei Dom João I durante os conflitos com Castela, na crise de 1383-1385, recebeu o título de MUI NOBRE E SEMPRE LEAL CIDADE. E no Porto nasceu o Infante Dom Henrique, terceiro filho desse mesmo rei, que liderou a Europa na aventura de ir ao encontro de outras Civilizações.

Da mesma forma que do norte de Portugal tinham saído os guerreiros que reconquistaram o sul aos Mouros, também desse mesmo norte partiu um decisivo impulso para as grandes navegações marítimas; o Porto, no século XV, era uma das cidades da Península Ibérica onde mais navios se fabricavam e donde mais marinheiros saíam. Mas nem só o comércio e as navegações interessavam aos burgueses do Porto. Também entre eles houve muitos e excelentes cultores das Letras que honraram a cultura portuguesa, desde o Vasco de Lobeira, do Amadis de Gaula, até aos poetas do Cancioneiro de Garcia de Resende como Diogo Brandão e Fernão Brandão, ou

Pêro Vaz de Caminha, autor da conhecida carta onde, pela primeira vez, se relata o achamento do Brasil. Quando, após o período filipino, Portugal recuperou a independência, o Porto assumiu entusiasticamente um papel de relevo nas lutas da Restauração.

Na segunda metade do século XVIII o Porto enriqueceu extraordinariamente, cresceu, monumentalizou-se e modernizou-se; e no século XIX deu a Portugal poetas como Almeida Garrett e escultores da grandeza de Soares dos Reis.

O Porto orgulha-se de ser conhecido como a cidade do trabalho. De fato, os seus habitantes desde sempre estiveram na primeira linha do desenvolvimento de Portugal e contribuíram muito para a epopéia dos Descobrimentos. Ainda hoje a região do Porto é reconhecida como uma das áreas mais dinâmicas do tecido empresarial português.

Neste início do século XXI, o Porto e o burgo de Gaia, situado mesmo em frente, na margem esquerda do rio Douro, têm, em conjunto com as Prefeituras limítrofes, uma população de cerca de um milhão e meio de habitantes. O Porto é o centro econômico e cultural do norte de Portugal, mas é em Gaia que se localizam os armazéns do vinho do Porto e donde melhor se admiram o rio e as encostas com os bairros medievais e barrocos do Porto. Uma zona que foi declarada PATRIMÔNIO DA HUMANIDADE pela UNESCO (fotografia 2).

O Porto e Gaia nasceram junto ao rio Douro, mas foram sempre separadas por esse mesmo rio. Elemento de ligação e de separação, o rio foi o fator econômico, estético e funcional mais importante para o seu desenvolvimento. No século XX, o rio foi infelizmente desprezado e foram-lhe voltadas as costas. O seu papel principal foi esquecido. Mas ao entrar-se no século XXI, o poderoso rio Douro está a ser redescoberto e é, novamente, um fator muito importante para o desenvolvimento de toda a região.

2. O RIO DOURO

O rio Douro nasce na metade oriental da Península Ibérica, na serra de Urbión, já quase a cair para



Fotografia 2 – O Porto, Patrimônio Mundial (fotografia de Adão da Fonseca)



Fotografia 3 – O rio Douro em Portugal (fotografia de Adão da Fonseca)

o vale do rio Ebro, para onde inicialmente parece dirigir-se. Mas cedo revela o seu temperamento ao não querer ser afluente de um rio que preguiçosamente se espria até ao mar Mediterrâneo. Opta antes por virar para ocidente e atravessar a Espanha, em direção a Portugal, onde vai ceder as suas águas ao agitado oceano Atlântico.

Ainda dentro de Espanha começa a cavar nos granitos os desfiladeiros espetaculares que, de norte para sul e ao longo de cerca de 100 quilômetros, constituem fronteira entre os dois Países. E é ao receber o rio Tormes que inflecte definitivamente para ocidente e entra em Portugal (fotografia 3) galgando, por vezes furiosamente, todas as barreiras para atingir o objetivo de chegar ao mar.

Em situação de máxima cheia (caudal de cheia milenar), o rio Douro faz passar, entre as cidades do Porto e de Gaia, um caudal superior a 24.000 metros cúbicos por segundo. Isto é, um caudal superior a dois quilômetros cúbicos por dia. Na Europa, só o rio Volga pode ter caudal maior.

Dizia o Padre João Baptista de Castro, no livro “Mapa de Portugal Antigo e Moderno”, editado a meados do século XVIII, acerca do rio Douro, que

“Em Portugal é dos que não admitem ponte, porque sempre corre precipitado e, por isso, nunca lha puderam fazer”.

3. AS PONTES SOBRE O RIO DOURO E A CIDADE DO PORTO

Nos muitos meses de menor caudal no rio Douro, a sua travessia foi-se fazendo ao longo dos séculos com embarcações de pequeno porte. Uma travessia que só era suspensa quando a velocidade das águas aumentava mas que nunca poderia possibilitar a passagem rápida de um grande número de pessoas e mercadorias. Assim, quando o Califa de Córdoba, Almansor, quis garantir a passagem célere do rio, no ano de 997, precaveu-se com os barcos de uma armada moura que o aguardava no Porto.

Mas quando em 1369 o rei Dom Fernando procurou assegurar a colocação pronta do seu

exército na margem norte do rio Douro, a fim de libertar Guimarães do cerco que o exército de Henrique II de Castela lhe fizera a 1 de Setembro daquele ano, apenas cuidou de instruir a cidade do Porto para, sem perda de tempo, armar uma ponte de barcas. Cumprida a sua missão ocasional, foi a ponte desmontada.

Outras pontes provisórias de barcas foram construídas em ocasiões de especial necessidade, mas só no início do século XVIII se encarou a existência de uma ponte de barcas com caráter permanente. Uma ponte que apenas seria desmontada em situações de aumento maior da velocidade das águas do rio Douro. Uma ponte que respondia ao aumento de população residente em ambas as margens e assegurava as condições mínimas para o incremento que se constatava na atividade comercial e industrial em toda a região.

Deve-se tal projeto ao Corregedor Francisco de Almeida e Mendonça, que planeia também uma grande ponte de pedra cujo projeto chega a ser encomendado ao Engenheiro Cruz Amarante. Com a morte do Corregedor, em 1804, a solução ambiciosa de uma ponte de pedra é abandonada mas, a 15 de Agosto de 1806, é aberta ao público a primeira ponte de barcas de caráter estável e permanente (fotografia 4).

Uma ponte de 20 barcas que se abria para dar passagem aos barcos que navegavam no rio Douro e que se desmontava por ocasião das maiores cheias. Uma ponte que a 29 de Março de 1809 vê precipitar nas águas mais de 3000 pessoas fugindo das tropas francesas comandadas pelo Marechal Soult.

Outras pontes de barcas foram construídas, cada vez mais aperfeiçoadas, mas o Porto crescia em importância comercial e industrial e foi retomada a vontade de construir uma ponte verdadeiramente permanente e capaz de dar vazão ao tráfego cada vez maior entre as duas margens do rio.

Um sonho e uma vontade que se tornou possível graças aos desenvolvimentos ocorridos na tecnologia do ferro e na ciência dos materiais. Assim, em 1837 foi tomada a decisão de construção de uma ponte segundo o sistema de suspensão em ferro, que foi aberta ao público a 17 de Fevereiro de 1843. Uma inauguração antecipada, com alguns trabalhos nos acessos ainda por concluir, pois uma cheia imprevista se avizinhava. Na edição desse dia do "Periódico dos



Fotografia 4 – Ponte de barcas (gravura)



Fotografia 5 – Ponte pênsil (fotografia de Domingos Alvão)

Pobres" lia-se: "O rio Douro promete grande cheia, hoje pouco deu por maré: a Ponte Pênsil já se acha aberta ao trânsito público".

A ponte pênsil foi projetada pelos engenheiros Mellet e Bigot e vai estar ao serviço durante 44 anos. Esta ponte, de bela construção e de linhas elegantes, elevava-se 10 metros acima do nível médio das águas no rio, tinha um vão de 170 metros e apresentava uma largura de 6 metros (fotografia 5). A sua localização foi fortemente influenciada pelo sentir das populações interessadas, ao recusaram a solução proposta pela empresa construtora de colocar a ponte no prolongamento da rua de S. João, com uma coluna, ou arco de triunfo, no meio do rio, para conveniente apoio da ponte. A localização da ponte mais a montante revelou-se, de fato, mais vantajosa, dado que desimpedia toda a bacia portuária, facilitando o comércio fluvial, para além de salvaguardar os acessos à ponte de eventuais inundações durante as cheias.

Entrou-se na segunda metade do século XIX, o comércio do Vinho do Porto havia chamado para o Porto e para Gaia uma comunidade britânica com grande capacidade empresarial, a região tornara-se o grande pólo industrial do ocidente peninsular, o porto comercial no rio Douro apresentava uma atividade crescente de transporte fluvial e marítimo, as urbes do Porto e de Gaia espalhavam-se nos planaltos à cota alta, e iam chegar quer o caminho de ferro vindo de Lisboa quer os veículos motorizados.

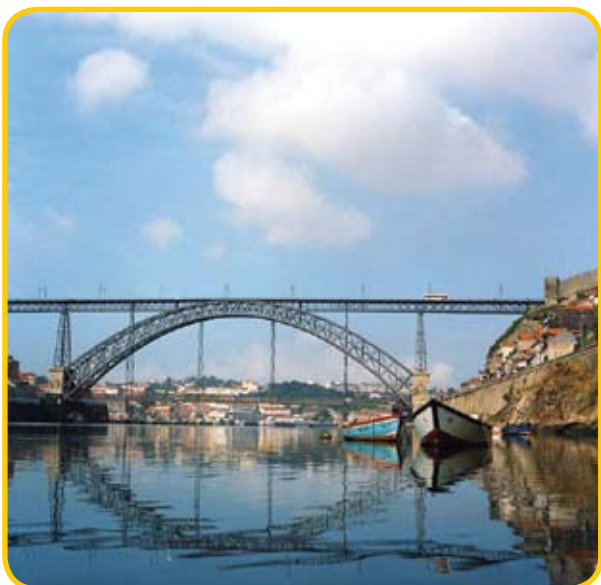
Mas as hesitações e polémicas sobre a travessia do rio Douro pelo caminho de ferro estão bem patentes na execução e posterior abandono do túnel sob a Serra do Pilar, que foi depois ocupado pelas pipas da Real Companhia Vinícola. Assim, só a 4 de Novembro de 1877 se assiste, em ambiente de grande festa popular, à passagem inaugural de um trem transportando os Reis de Portugal sobre a magnífica ponte projetada pelos Engenheiros Gustave Eiffel e Théophile Seyrig. Uma ponte metálica que coloca a linha do trem à cota de 60 metros sobre as águas do rio Douro. Com um tabuleiro que se apoia sobre um arco bi-articulado com 160 metros de vão e 42,6 metros de flecha (fotografia 6).



Fotografia 6 – Ponte Maria Pia
(fotografia de Aureliano Fonseca)

A ponte Maria Pia é uma obra de engenharia cuja concepção e solução de construção mostra bem quer o avanço tecnológico quer o gênio das gentes daquele século. O Porto e Gaia atravessam então um período de crescimento que se manifesta também nas vertentes cultural, social e política. Assim, apenas quatro anos depois de terminada a construção da ponte Maria Pia, não surpreende que se inicie a construção da não menos magnífica ponte que vai receber o nome do rei Luiz I. Uma ponte concebida pelo engenheiro Théophile Seyrig com base no projeto elaborado pelo engenheiro João Joaquim Matoso. Uma ponte com dois tabuleiros metálicos, o superior com cerca de 390 metros de comprimento e à cota de 62 metros, e o inferior com 174 metros de comprimento e à cota de 10 metros. Ambos suportados por um arco metálico, também bi-articulado, com 172 metros de vão e uma flecha de 44 metros no seu intradorso (fotografia 7). Construída ao lado da ponte pênsil e inaugurada no dia 31 de Outubro de 1886, vai assistir ao desmantelamento daquela primeira ponte, no final de 1887.

Com o aproximar do final do século XIX e bem até à segunda metade do século XX, toda a região norte de Portugal parece ter baixado os braços e ter desistido do futuro. Muitos partiram para Lisboa,



Fotografia 7 – Ponte Luiz I
(fotografia de Jordi Comas)

que cresceu no sonho de ser capital de um império, e muitos foram inicialmente para bem longe, para o Brasil, e mais tarde para mais perto, para França e para a Alemanha.

É com a energia elétrica de origem hídrica que o Porto e toda a região norte parecem ter acreditado, novamente, num futuro. Grandes barragens foram construídas e foi disponibilizada a energia para uma indústria transformadora cada vez mais ativa e virada para a exportação. Já não era preciso emigrar! Tanto o tráfego rodoviário como o tráfego ferroviário cresceram fortemente, tendo o Conselho Superior de Obras Públicas decidido, em 1950, construir uma ponte mista (rodoviária e ferroviária) ligando os planaltos do Candal (em Gaia) e da Arrábida (no Porto). Mas os estudos sobre as ligações com as vias existentes concluíram que seria melhor optar por pontes independentes de estrada e de caminho de ferro, mantendo-se para a primeira a localização da Arrábida. As pontes sobre o rio Douro têm sido sempre obras singulares, mas as suas dimensões e custos nunca justificaram que os



Fotografia 8 – Ponte da Arrábida
(fotografia de Adão da Fonseca)

traçados das vias de meios de transporte distintos se “acotovelassem”.

O Engenheiro Edgar Cardoso desenvolveu então um projeto de uma ponte que constitui, pela beleza estética, pelo arrojo da sua concepção e pela simplicidade e segurança de algumas operações de montagem e movimentação do cimbri metálico, uma obra excepcional. Um lindíssimo tabuleiro em concreto armado sobre um arco, também de concreto armado, com uma corda de 270 metros e uma flecha de 54 metros (fotografia 8). A sua inauguração ocorreu no dia 22 de Junho de 1963, com muita gente a viver a alegria de mais uma ponte sobre o rio Douro, desta vez com uma vista magnífica sobre a foz do rio e sobre o mar.

A ligação ferroviária continuava a fazer-se pela ponte Maria Pia, já centenária, com apenas uma linha, o que constituía um grave estrangulamento à circulação dos trens. Portugal preparava-se para entrar na Comunidade Européia e nenhuma modernização da rede ferroviária era possível sem uma ligação eficiente entre o Porto e Gaia. Assim, em 1984 é contratada a construção de uma ponte



Fotografia 9 – Ponte de S. João
(fotografia de Adão da Fonseca)

que se vai revelar imensamente esguia e elegante (fotografia 9), segundo um projeto do engenheiro Edgar Cardoso. O engenheiro Théophile Seyrig havia projetado duas pontes sobre o rio Douro, mas o engenheiro Edgar Cardoso projetava assim a sua quarta ponte sobre esse mesmo rio, sendo esta a sua segunda entre o Porto e Gaia.

Esta ponte foi batizada com o nome de S. João, o santo padroeiro da cidade do Porto. A ponte é um pórtico de concreto armado protendido com um vão central de 250 metros e a plataforma do caminho de ferro à cota de 66 metros. A sua inauguração deu-se a 24 de Junho de 1991, dia de S. João.

A década de 1980 foi um período de grande afirmação do Porto e de toda a região nas mais diversas componentes da atividade de uma sociedade humana. E a adesão de Portugal à Comunidade Européia constituiu um estímulo para o dinamismo e autoconfiança de todo o País, com o consequente aumento rápido da atividade econômica e da utilização de meios de transporte. Em poucos anos, quase todas as vias rodoviárias se tornaram exíguas para a procura. Em particular, a pressão urbanística e de circulação rodoviária sobre os lados ocidentais das cidades do Porto e de Gaia cresceu exponencialmente e ameaçava bloquear o seu próprio funcionamento. A Junta Autónoma das Estradas (atual Estradas de

Portugal) decidiu então construir um novo troço de auto-estrada no lado oriental das duas cidades, processando-se a travessia do rio Douro numa ponte passando quase no limite da cidade do Porto, na zona do Freixo, onde as margens baixam e as encostas se levantam mais lentamente.

A ponte escolhida pela Direção de Pontes da Junta Autónoma das Estradas é um projeto do engenheiro António Reis, que, entre várias alterna-



Fotografia 10 – Ponte do Freixo
(fotografia de Adão da Fonseca)

tivas, propôs um viaduto a cota relativamente baixa, definindo oito vãos dos quais os dois maiores têm 150 metros de comprimento. Na realidade, são dois viadutos gêmeos em concreto armado protendido, albergando quatro faixas de trânsito em cada sentido (fotografia 10). Portanto, uma ponte com grande capacidade de escoamento de trânsito rodoviário mas que depressa viu também essa capacidade utilizada diariamente quase em pleno.

E assim se aproximava um novo século, o século XXI. A sociedade portuguesa foi-se tornando uma sociedade cada vez mais urbana, à semelhança das sociedades mais dinâmicas por esse mundo fora. E a rede de vias de transportes na Área Metropolitana do Porto foi finalmente estudada também como o elemento mais poderoso de ordenamento do território. Inevitavelmente, a existência de meios de transporte com qualidade e circulando em espaços cativos que assegurem fluidez e cumprimento de horários tinha de ser conseguida. A opção por um sistema de trem ligeiro, onde necessário e possível em trajeto subterrâneo, devidamente integrado com todos os outros meio de transporte, foi a tomada pelas Prefeituras. Esse sistema é chamado METRO DO PORTO.

Evidentemente, a ponte Luiz I havia ordenado o crescimento urbano quer do Porto quer de Gaia no final do século XIX e durante todo o século XX. Portanto, ela situa-se precisamente no alinhamento definido pelos dois centros administrativos das duas cidades, e assim surge naturalmente a decisão de passar o trem ligeiro, isto é, o METRO, no tabuleiro superior daquela ponte. Para assegurar a passagem do trânsito rodoviário que utilizava aquele tabuleiro, foi então decidido construir mais uma ponte sobre o rio Douro, a cerca de 500 metros a montante da ponte Luiz I.



Fotografia 11 – Ponte Infante Dom Henrique
(fotografia de ARTE Fotográfica)

Uma ponte que foi projetada e construída no virar do século XX para o século XXI. A meio caminho entre a ponte Luiz I e a ponte Maria Pia. Uma ponte que tinha de ombrear e honrar aquelas duas. Uma ponte batizada com o nome do mais ilustre cidadão nascido na cidade do Porto, o Infante Dom Henrique.

Entre as magníficas encostas graníticas das duas margens, foi então projetada uma ponte constituída por um tabuleiro rígido em concreto armado protendido apoiado num arco extremamente esbelto e abatido (fotografia 11), em concreto armado não protendido. Um projeto dos engenheiros António Adão da Fonseca (responsável pelo projeto e líder da equipa de engenheiros da empresa AFA – Adão da Fonseca & Associados – Consultores de Engenharia), Fernández Ordóñez (líder da equipa projetista na fase de concurso de concepção/construção ganho pelo consórcio de construtores formado pela portuguesa EDIFER - Construções, e pela espanhola NECSO Entrecanales Cubiertas), e Francisco Millanes (líder da equipa de engenheiros da empresa IDEAM). A integração da Ponte na plataforma das Fontainhas foi um projeto do arquiteto Alexandre Burmester.

Esta ponte foi aberta ao público a 30 de Março de 2003 e constitui mais uma obra de arte a consagrar o rio Douro entre o Porto e Gaia como cenário de um dos mais importantes conjuntos de pontes singulares no mundo.

4. AS CIDADES DO PORTO E DE GAIA NO SÉCULO XXI

A Comunidade Européia converteu-se em União Européia ao finalizar o século XX, em 2004 passando a albergar no seu espaço um total de 25 nações europeias. Mas as sociedades europeias são crescentemente encaradas nas suas regiões transfronteiriças, e na Península Ibérica desenha-se cada vez mais uma grande região econômica englobando o território desde a Península de Setúbal, em Portugal, até às Astúrias, em Espanha, nela habitando mais de 12 milhões de pessoas e no centro geográfico da qual se situando a sub-região do Porto. Ora o funcionamento da área metropolitana do Porto

como centro urbano de futuro requer vias de comunicação eficientes e não se aceita que o rio Douro constitua um obstáculo ao seu desenvolvimento. A necessidade de construção de mais pontes ligando o Porto e Gaia faz-se assim sentir com urgência crescente, não só para o serviço direto da região metropolitana mas também para a passagem dos transportes de mais longa distância. E quanto a estes últimos, a “costura” daquela região atlântica só pode ser feita eficientemente pelo trem de alta velocidade, quer para o serviço de passageiros quer para o serviço de mercadorias. Para ainda maiores distâncias, é essencial a ligação dos meios de transporte terrestres ao transporte aéreo, e por isso o rápido acesso ao aeroporto de Pedras Rubras, localizado a norte do Porto, é uma decisão já tomada pelo governo de Portugal.

Entretanto, as margens do rio Douro no Porto e em Gaia são cada vez mais locais de turismo e lazer de valia excepcional. A passagem dos peões de uma margem para a outra se faz pelos passeios do tabuleiro inferior, mas estes passeios são muito estreitos, desagradáveis e até perigosos.

Consequentemente, tem sido solicitado ao autor desta comunicação o estudo de novas travessias sobre o rio Douro, entre o Porto e Gaia. Travessias para serem construídas no início deste século XXI, para servirem os caminhos pedestres, as vias rodoviárias, a nova linha do metro ligeiro e o trem de alta velocidade.

5. ENQUADRAMENTO DAS NOVAS TRAVESSIAS

O enquadramento fundamental das novas pontes entre o Porto e Gaia pode ser sintetizado nas quatro questões seguintes:

1. As caves de Vinho do Porto estão localizadas em Gaia e são visitadas anualmente por cerca de um milhão de pessoas. Da Ribeira de Gaia desfruta-se o panorama belíssimo das encostas do Porto, mas a sua visita requer a travessia do rio, a qual é feita em condições deficientes pela ponte Luiz I. Onde deverá ser localizada uma ponte pedestre sobre o Rio Douro?
2. A rede do METRO DO PORTO irá construir uma nova linha entre as zonas ocidentais do Porto e de Gaia. Onde deverá ser localizada uma nova ponte para passagem dessa linha?
3. A RAVE – Rede Ferroviária de Alta Velocidade pretende construir uma linha entre Lisboa e o Porto e outra desta à cidade da Corunha, na Galiza. Já está decidido que uma das estações mais importantes se localizará no Aeroporto de Pedras Rubras, a norte do Porto. E o corredor da linha Lisboa / Porto deverá passar na zona ocidental da área metropolitana do Porto? Onde deverá ser localizada uma nova ponte para passagem dessa linha? E poderá esta nova ponte ser a mesma da linha do Metro?
4. A ponte da Arrábida tem a sua capacidade de escoamento do tráfego rodoviário esgotada, e portanto não pode atender ao aumento de

trânsito que está a ser gerado pelo contínuo crescimento urbano que se verifica nas zonas ocidentais das cidades do Porto e Gaia. Onde deverá ser localizada uma nova ponte para passagem desse tráfego, ponte que deverá constituir uma alternativa ao tráfego urbano entre as duas cidades? E poderá esta nova ponte ser a da linha do Metro ou da linha do trem de alta velocidade?

Apenas a ponte pedestre é à cota baixa. Portanto, a sua localização é independente das outras pontes. E quantas destas últimas são necessárias?

Uma ponte trimodal (metro, trem de alta velocidade e rodoviária)? Duas pontes, sendo uma bimodal? Três pontes?

E que pontes? Esta pergunta poderá ser considerada menos relevante, mas assim não é porque as PONTES DO PORTO (sobre o rio Douro) são, indiscutivelmente, um património construído da mais alta valia mundial. Ora é uma obrigação de cada geração aumentar a valia estética e técnica do património que lhe é legado.

6. CONDICIONALISMOS ÀS NOVAS PONTES

Os condicionalismos mais determinantes são os traçados das vias de comunicação dos três meios de transporte, mas igualmente importantes são o impacto ambiental e urbanístico das novas vias. A paisagem é historicamente marcada pelo estreito e belíssimo relacionamento entre importantes estruturas (muros de suporte, socacos, escadas, cais, pontes) e uma natureza a um tempo difícil e inspiradora. Esse relacionamento constitui património singular e constitui-se como condicionamento e exemplo a reter.

Também importante é a navegabilidade do rio Douro. As embarcações de grande mastro que entrem no rio Douro oriundas do mar podem ir até à frente das Ribeiras do Porto e de Gaia desde que o seu calado não ultrapasse o valor garantido de 6 metros de profundidade no canal de navegação. Assim se passou no verão de 1996, quando a regata "Cutty Sark" veio ao rio Douro participar nas comemorações do Sexto Centenário do



Fotografia 12 – Veleiro colombiano "Glória" (fotografia de Adão da Fonseca)

nascimento do Infante Dom Henrique. É inesquecível a grandiosa presença de dezenas de lindíssimos veleiros atracados nos cais de Gaia e da Alfândega, como foram a dos veleiros "Sagres", "Astrid", "Orp Iskra", "Gloria" (fotografia 12), "Spirit of Winestead", e muitos outros.

Regatas como a "Cutty Sark" (atualmente designada por Regata dos Grandes Veleiros) será raro virem até ao rio Douro, mas ocorre muitas vezes a entrada de barcos de grande mastro no rio Douro, e certamente que se deseja que tal aconteça cada vez mais.

Portanto, tem de ser muito questionada qualquer decisão que torne irreversível o impedimento de acesso de tais embarcações ao rio Douro.

O referencial tem sido o veleiro "Sagres", que é o navio-escola da Armada Portuguesa e que tem uma mastreação imponente, de tubos de ferro, constituída pelo gurupés e três mastros verticais. O gurupés tem 12,90 metros de altura em relação à linha de água, estando o navio não carregado, enquanto que as alturas dos topes dos mastros verticais, acima da linha de água, são as seguintes:

- ◆ Mastro do traquete: 45,30 metros
- ◆ Mastro grande: 45,30 metros
- ◆ Mastro da mezena: 40,00 metros

A altura livre sob a estrutura da ponte da Arrábida é superior a 60 metros, pelo que esta ponte não impede a passagem do veleiro "Sagres". Foi por se entender que o navio-escola "Sagres" deveria poder subir o rio Tejo para montante da ponte Vasco da Gama que o tabuleiro desta ponte sobre o canal de navegação principal respeita a cota mínima de 50 metros.

7. TRÊS NOVAS PONTES

A consideração simultânea dos condicionalismos referidos levou à conclusão de que se deve proceder à construção das três novas pontes seguintes:

- ◆ Ponte pedestre
- ◆ Ponte bimodal do metro e rodoviária
- ◆ Ponte ferroviária de alta velocidade

A ponte pedestre vai facilitar a travessia do rio Douro por pessoas circulando nas Ribeiras de ambas as margens. Como estas margens são baixas, a ponte não pode subir muito sobre as águas do rio. Ora uma ponte que não altere as condições de navegabilidade no rio Douro a jusante da ponte Luiz I terá de se localizar perto daquela ponte, porventura no mesmo local onde, no século XIX, esteve a ponte pênsil. Um local onde ambas as margens se elevam em pequenos promontórios rochosos que desde logo colocam os peões a uma cota conveniente para o acesso ao tabuleiro da nova ponte. Uma alternativa possível e historicamente muito interessante será colocar a nova ponte pedestre no local onde se posicionava a ponte de barcas, a

cerca de 300 metros a jusante da ponte Luiz I. Mas tal ponte terá de ter uma extraordinária transparência, pois não pode aparecer “ vaidosamente ” em frente dos cenários belíssimos da encosta medieval e barroca do Porto e da encosta de “ caves de Vinho do Porto ” de Gaia.

A ponte de utilização rodoviária / metro ligeiro deverá localizar-se entre a encosta do Gólgota, no Porto, e a encosta nascente da Arrábida, em Gaia, com o tabuleiro à cota de cerca de 60 metros. Por isso esta ponte tem sido chamada de ponte do Gólgota.

Se for decidido que o corredor da linha ferroviária de alta velocidade Lisboa / Porto passa na zona ocidental da área metropolitana do Porto, a ponte correspondente deverá localizar-se entre a encosta do Palácio de Cristal, no Porto, e a encosta da Fraga, na Quinta de S. António, em Gaia, com o tabuleiro à cota de cerca de 40 metros. Por isso tem esta ponte sido designada por ponte S. António.

Com estas localizações, a entrada do navio-escola “ Sagres ” no rio Douro continua a ser possível até à frente de Massarelos, onde a largura do rio é maior e em cuja margem esquerda está projetada a construção de um pequeno cais que tem condições para nele acostarem barcos de maior calado.

O custo total das duas últimas pontes é certamente superior ao custo de uma só para os três meios de transporte, mas sendo pouco extensas as pontes sobre o rio Douro, serão menores os custos

globais ao considerarem-se os custos das vias de acesso (em particular o dos túneis de aproximação à ponte ferroviária). Evidentemente, salvaguardando-se também valores ainda maiores, que são os da estética, da qualidade paisagística e ambiental, e os patrimoniais.

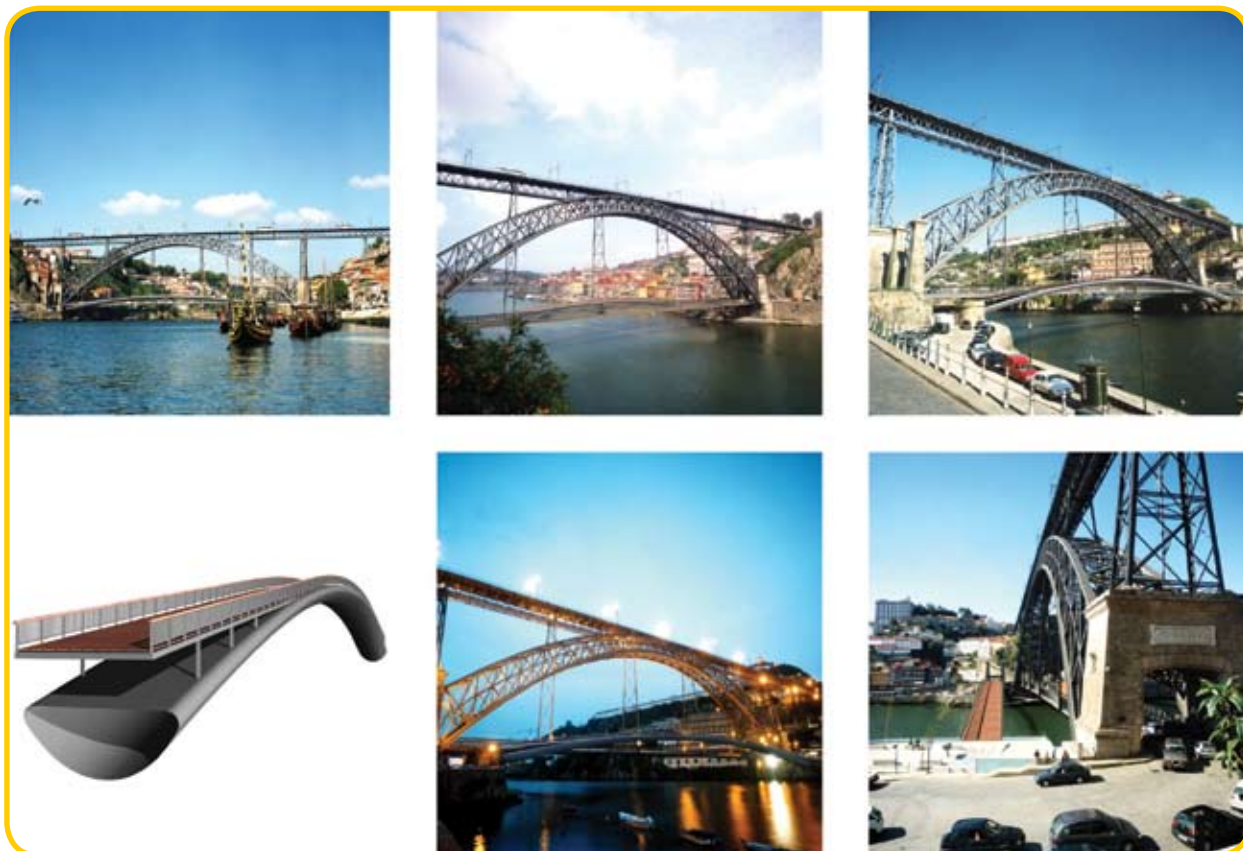
Assim honrando o Passado que nos foi legado e salvaguardando o Futuro que se decide no Presente.

8. CONCEPÇÃO DAS PONTES

O desafio foi conceber uma ponte que seja uma obra de arte que contribua para a beleza e o caráter da zona de Patrimônio Mundial onde se insere.

A presença forte da magnífica ponte projetada por Théophile Seyrig aconselha desde logo que a ponte pedestre tenha grande leveza, sem cabos cruzando o espaço comum e, se possível, utilizando um material estrutural tão inovador quanto o foi o da ponte Luiz I, em 1878.

Uma ponte com um único arco em aço inoxidável vencendo os 156 metros de largura do rio e elevando-se ligeiramente acima do tabuleiro inferior da ponte Luiz I foi desenvolvida e apresentada ao público no início de 2001, ano em que a cidade do Porto foi “ Capital Européia da Cultura ” sob o lema de “ Pontes para o Futuro ”.



Fotografias 13 – Ponte pedestre – fotomontagens (fotografias e fotomontagens de Jordi Comas)

A ponte (fotografias 13) é essencialmente um arco extremamente abatido com uma relação de 1:13 entre a flecha e a corda. O arco tem uma secção transversal em monocaixão encastrado nas fundações graníticas das margens do rio. A secção transversal tem 6,6 metros de largura, 3 metros de altura junto às nascentes encastradas do arco e 2 metros de altura a meio-vão, com uma forma hidrodinâmica para ter em conta a subida do nível das águas em situação de cheia.

Na ligação às margens, o percurso pedestre faz-se por plataformas que se elevam do arco de modo a garantir uma inclinação longitudinal máxima de 10%. Uma inclinação que já obriga a que os deficientes motores continuem a utilizar a ponte Luiz I mas que é exigida pela solução estrutural da ponte em arco único.

A maior inovação desta ponte está na adoção do aço inoxidável duplex (da classe EN 14462) para material estrutural. Se for construída, será um recorde mundial neste tipo de pontes. A concepção e o projeto desta ponte são da autoria do engenheiro António Adão da Fonseca, nos detalhes tecnológicos do aço inoxidável tendo beneficiado dos conhecimentos e experiência do engenheiro Francisco Millanes, assim se assegurando a qualidade total do projeto e da sua construção.

Infelizmente, o seu custo de construção tem sido considerado demasiado alto, embora tenha custos de manutenção quase nulos. Portanto, a decisão de arranque das obras ainda não foi tomada, as críticas à localização desta ponte demasiado "em cima" da ponte Luiz I foram crescendo, e a opção por colocar a ponte pedestre mais próxima das zonas de lazer e turismo ganhou força.

9. A ponte do metro e rodoviária – ponte do Gólgota

No local de implantação desta ponte, o rio tem uma largura de cerca de 300 metros, portanto uma largura até ligeiramente superior à do rio no local de implantação da ponte S. João, cuja belíssima solução estrutural de ponte em pórtico com um vão central de 250 metros de comprimento não pode ser repetida por só ser esteticamente aceitável numa ponte de plataforma relativamente estreita. Mas ao pretender-se um tabuleiro com uma viga de altura muito menor do que o da ponte S. João, é necessário conceber uma solução com um vão bem mais reduzido.

A proximidade da ponte da Arrábida convida a considerar a sua imagem, caracterizada por um grande arco, como referência e origem do desenho da nova ponte. Assim, foi concebida uma solução estrutural que permite definir um vão central de cerca de 150 metros, mas cujos apoios dentro do leito do rio distam de 265 metros, que é quase o valor da corda do arco da ponte da Arrábida. Portanto, uma solução para a nova ponte que se demarca daquela mas que é dela ressonância. Uma solução estrutural que ganha tridimensionalidade com o afastamento progressivo, do topo para a



Fotografia 14 – Ponte do Gólgota e ponte da Arrábida (maqueta de Álvaro Negrelo e fotografia de Francisco Vidinha)

base, dos pilares inclinados. Um afastamento que dá à ponte uma flexibilidade transversal muito melhorada (fotografia 14).

Uma ponte concebida pelo engenheiro António Adão da Fonseca, tendo tido a colaboração do arquiteto Álvaro Siza no estudo da sua inserção urbanística e paisagística e no estudo das proporções dos elementos estruturais.

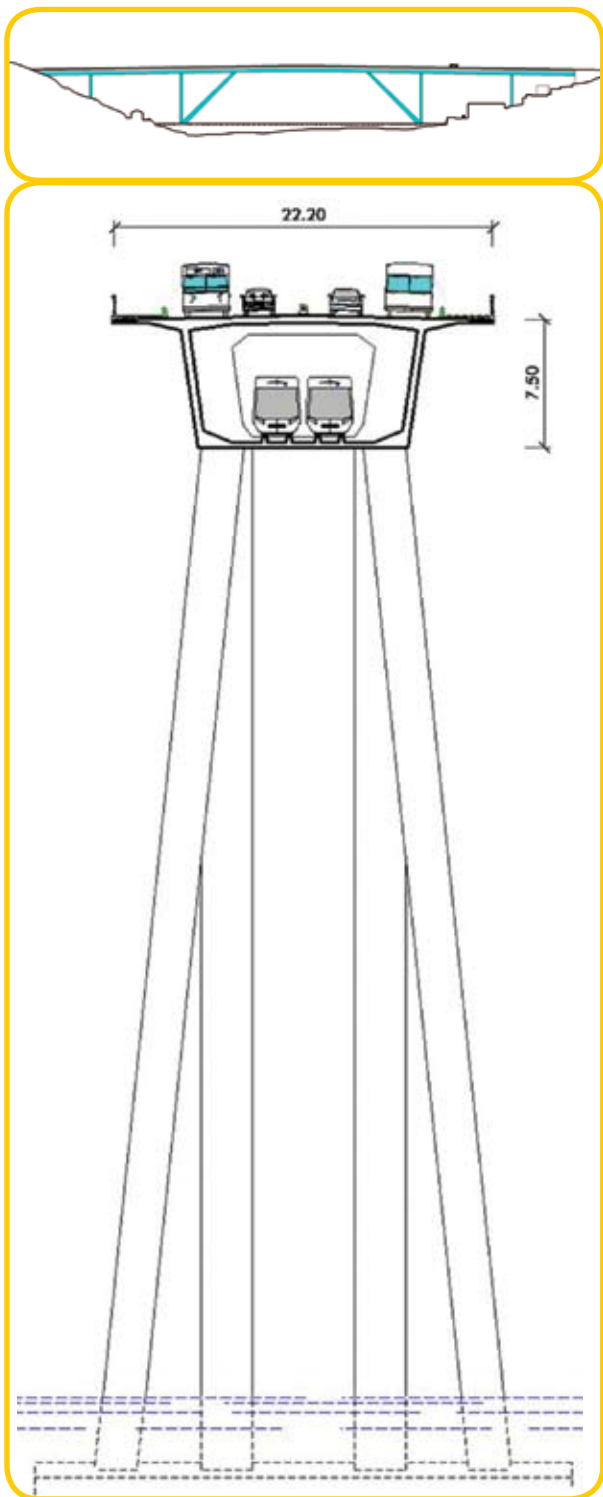
Na figura 15 são apresentadas as dimensões principais dos elementos estruturais, com um caixão do tabuleiro suficientemente amplo para permitir a circulação do metro ligeiro no seu interior e permitir o apoio seguro do tabuleiro nos pilares.

O posicionamento das fundações principais da ponte dentro do leito do rio procura não só assegurar uma simetria visual entre a ponte e o rio mas também respeitar a amplitude do seu canal de escoamento, sem quaisquer implicações graves no seu comportamento hidráulico, mesmo em caso de grande cheia. E as fundações estarão totalmente submersas, de modo a conseguir um contacto sempre delicado entre os pilares e a água.

10. A ponte do trem de alta velocidade – ponte de S. António

O trem de alta velocidade tem um traçado subterrâneo quer na zona urbana de Gaia quer no Porto. Isto é, vem em túnel até às entradas na plataforma da ponte. Recorda-se também que a plataforma do trem tem de ser colocada a uma cota máxima de cerca de 40 metros sobre o rio Douro, cota que entra já em conflito com a navegabilidade dos maiores veleiros no rio Douro. Isto é, deve minimizar-se a estrutura da ponte situada a cotas inferiores à da plataforma, pelo menos sobre o canal de navegação. Por outro lado, embora o trem baixe a sua velocidade antes de fazer a travessia sobre o rio Douro, é de o maior interesse ambiental minimizar o impacto acústico da sua passagem.

A conjugação destes fatores sugeriu a colocação da linha de caminho de ferro dentro



Figuras 15 – Alçado e corte transversal da ponte do caixão do tabuleiro. Um caixão que tem então grande altura e cuja resistência permite vencer vãos de grande dimensão.

Esta ponte está implantada num local de menor largura do rio, entre encostas de presença forte. Sendo ela própria relativamente estreita, é então apropriada a concepção de uma ponte com uma imagem fortemente unitária. Nasce assim uma ponte em que o tabuleiro se apoia num arco,



Fotografia 16 – Ponte de S. António (maqueta de Álvaro Negrelo e fotografia de Francisco Vidinha)

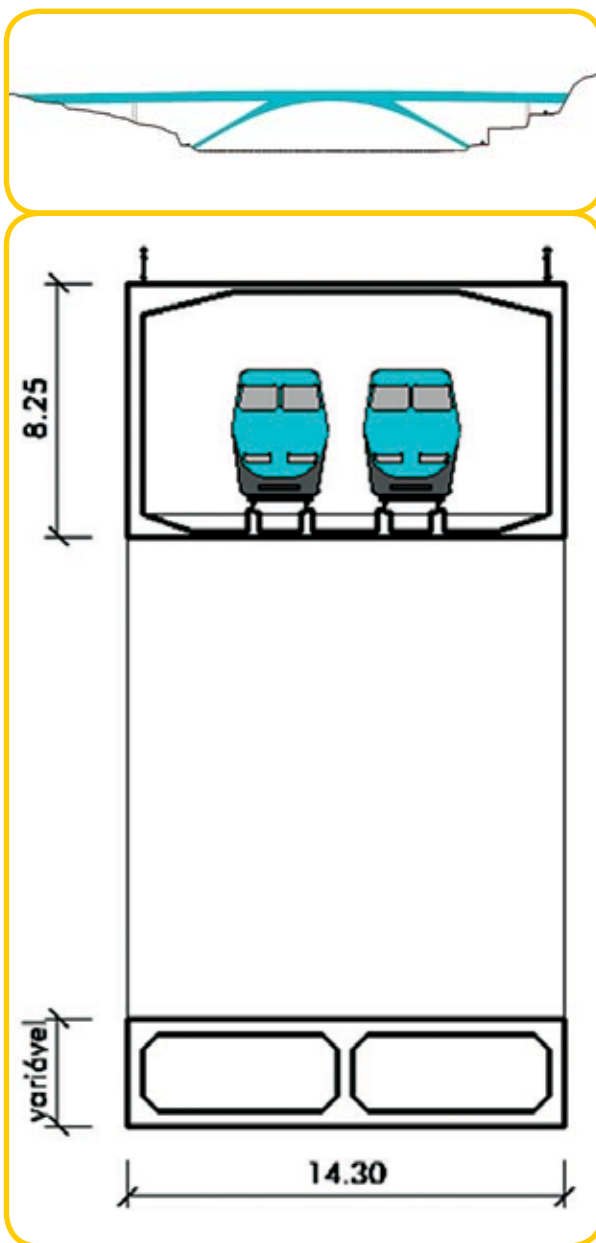


Figura 17 – Alçado e corte transversal da ponte

sendo com ele “fundido” e totalmente solidário (fotografia 16).

Afinal, uma ponte com uma imagem unitária que também existe na outra ponte ferroviária, na ponte de S. João. Mas desta vez dentro do imaginário único das magníficas pontes em arco sobre o rio Douro e proporcionando um espetacular passeio entre os jardins do Palácio de Cristal e o Castelo de Gaia, sobre a laje superior do caixão do tabuleiro.

Este caixão tem uma secção transversal exterior constante ao longo de todo o seu comprimento, e dele “desce” o arco em direção às margens, mesmo junto ao rio, para lá descarregar as imensas forças que transporta. Assim se formando um arco poderoso que emagrece e se retifica ao aproximar-se das suas nascenças, refletindo o antifunicular dos esforços que nele se geram. Uma ponte concebida também pelo engenheiro António Adão da Fonseca com a colaboração do arquiteto Álvaro Siza para a sua integração paisagística e estudo das proporções dos elementos estruturais componentes.

Uma ponte em que todos os elementos estruturais têm uma forma e dimensões muito iguais. Uma ponte de funcionamento estrutural muito simples, com um arco, quase bi-articulado, com 245 metros de corda (figura 17).

Na margem norte, no Palácio de Cristal, a penetração numa escarpa granítica poderosa e quase vertical proporcionará um encontro de rara qualidade. O tabuleiro entrará numa galeria aberta em

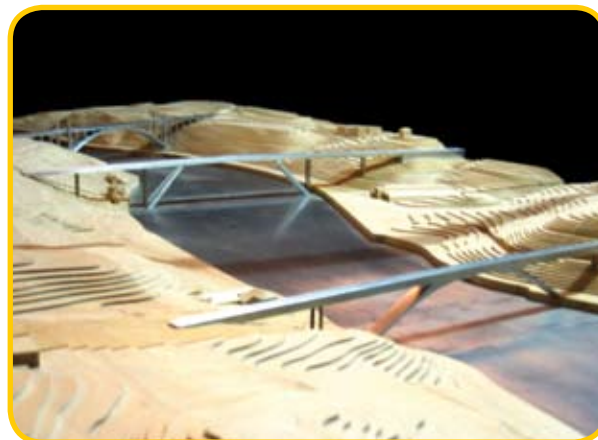


Figura 18 – As pontes de S. António, do Gólgota e da Arrábida (maqueta de Álvaro Negrelo e fotografia de Francisco Vidinha)

profundidade no maciço rochoso, sendo o apoio da ponte bem no seu interior de modo a não se sentir o seu peso sobre a escarpa.

Das quatro pontes construídas no século XIX, restam duas, ambas projetadas por Théophile Seyrig; as três pontes do século XX lá continuam, sendo duas delas projetadas por Edgar Cardoso; das cinco pontes já projetadas no século XXI por António Adão da Fonseca, uma já existe, uma foi esquecida, e três esperam a sua vez.◆

Revista CONCRETO & Construções



A revista **CONCRETO & Construções** é o veículo impresso oficial do **IBRACON**. De caráter científico, tecnológico e informativo, tem o objetivo de divulgar artigos, entrevistas, reportagens e matérias de interesse do setor produtivo da construção civil e do ensino e pesquisa em concreto.

Dados técnicos

Revista **CONCRETO & Construções**

Periodicidade: Trimestral

Número de páginas: 64 (mínimo)

Formato: 21 x 28 cm

Papel: couché 115 g

Capa plastificada: couché 180 g

Acabamento: Lombada quadrada colada

Tiragem: 5.000 exemplares

Distribuição: circulação dirigida auditada pelo IVC

A revista é um excelente meio para a divulgação de produtos e serviços de empresas anunciantes. Recebida por um público altamente qualificado, formado por engenheiros, arquitetos, professores, pesquisadores, construtores e empresários e diretores dos diversos ramos da construção civil (aditivos e adições, máquinas e equipamentos, fornecedores de cimentos, aços e concretos, fôrmas, controle tecnológico, reabilitação de estruturas, escritórios de projetos), a revista é distribuída para todo o território nacional e para alguns países estrangeiros.

Veja no site www.ibracon.org.br, o Relatório IVC de circulação da revista **CONCRETO** e os formatos e valores dos anúncios.



Cardington building frame

Leandro Sanchez
Mestrando da Escola Politécnica da USP

1. Introdução, Pesquisas e Testes

Este trabalho descreve a pesquisa de engenharia estrutural que foi desenvolvida pelo Building Research Establishment's (BRE), em Cardington no Reino Unido. Esta pesquisa trata da análise de uma estrutura real sob ação do fogo, pois a grande maioria das normas designadas para estruturas, são baseadas em resultados de testes executados em elementos isolados das mesmas, como vigas, pilares, lajes, corpos-de-prova, etc.

A forte interação entre e lementos estruturais e não estruturais quando conectados formam uma complexa edificação que não pode ser entendida e representada a partir de testes em elementos isolados. Algumas técni-

cas de simplificação podem ser utilizadas para modelar a continuidade e a presença de restrições quando elementos são conectados, no entanto, o conjunto de colapsos ocorridos em edificações em todo o mundo, (como os ataques terroristas no World Trade Center), fez com que muitos engenheiros questionassem a confiabilidade de testes em elementos individuais da estrutura.

O trabalho desenvolvido em Cardington teve como principal objetivo a capacitação de uma visão holística do comportamento de edificações sob ação do fogo.

2. Edifício em Concreto Armado

2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO DE CONCRETO

Um edifício de concreto armado de sete andares foi construído no Laboratório da BRE em Cardington, no centro de Bedford, levando em consideração todas as recomendações previstas pelo Eurocode 2 e a BS8110 para uma edificação comercial. O edifício foi confeccionado utilizando diferentes tipos de concreto a cada andar, assim como diferentes metodologias executivas e concepções estruturais, buscando tornar a edificação mais esbelta e econômica.

O edifício possui em planta 22,5m x 30m, possuindo uma área de 675m².

As lajes de todos os andares possuem 25cm de espessura e foram projetadas como lajes planas, sendo suportadas por pilares internos de seção transversal quadrada de 40cm e por pilares de extremidade de seção transversal de 40cm x 25cm. A Fig. 1 mostra o layout da edificação. Pode também ser

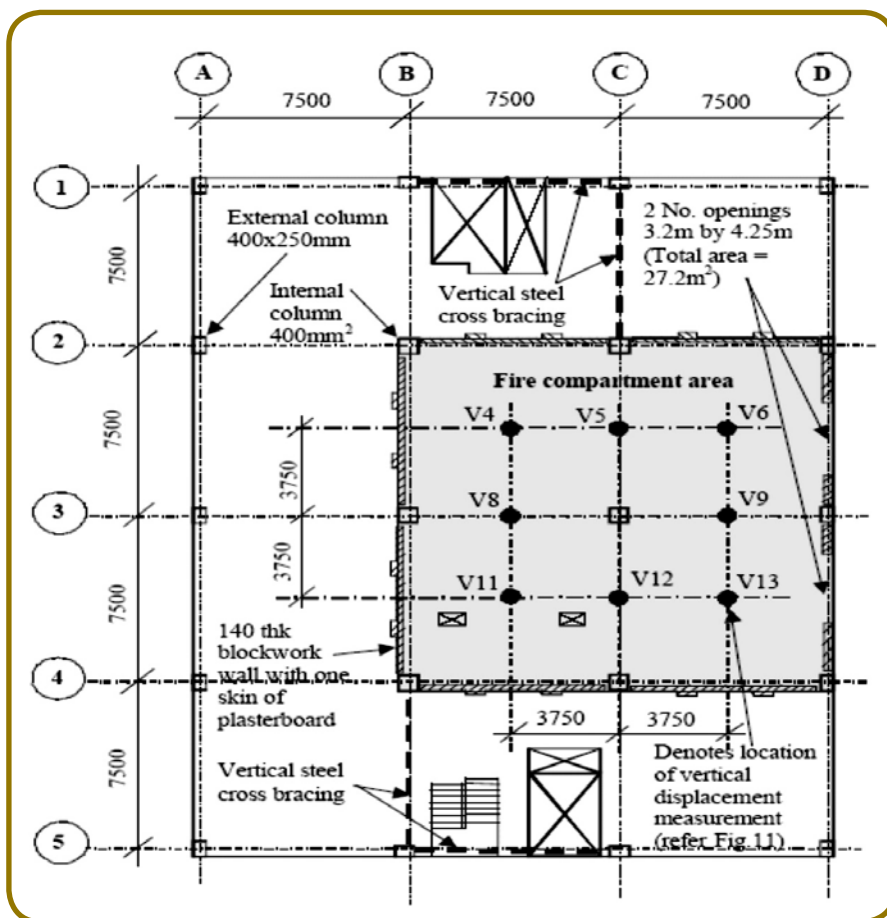


Figura 1 - Layout do Edifício construído no laboratório de Cardington para ensaios de incêndio



Figura 2 – Vista da estrutura da Edificação de Concreto nos laboratórios da BRE

visualizada a foto da edificação construída (Fig. 2).

Nos dois primeiros andares, a concepção estrutural e, conseqüentemente, a armação dos elementos foi mantida. A partir do terceiro andar em diante, esta concepção foi mudada na tentativa de racionalização e economia da construção.

O compartimento de fogo, com uma área de 225m², foi construído entre o térreo e o primeiro andar, como pode ser visualizado no corte da Edificação na Fig. 3.

A altura entre o piso do andar térreo e a face inferior da laje do primeiro andar foi de 4,25m. As paredes foram construídas utilizando blocos de concreto

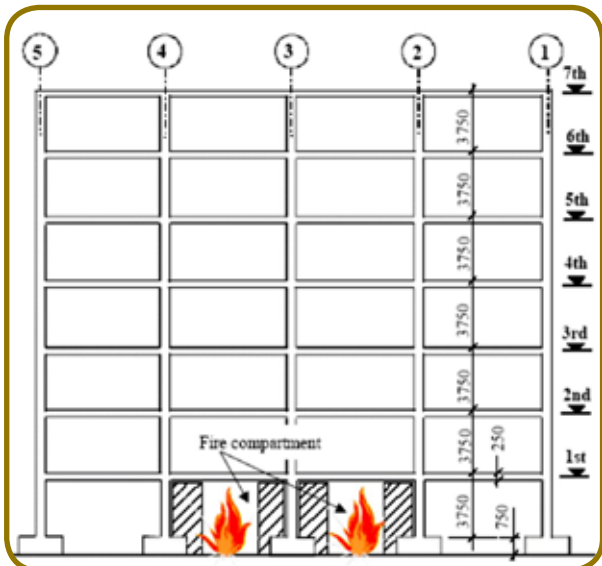


Figura 3 – Corte da Edificação indicando o compartimento de fogo

de 14cm de espessura, que foram revestidos com gesso. A parede foi construída de tal maneira que foi, propositalmente, deixada uma abertura de 32,5cm entre o topo da parede e o lado inferior da laje do primeiro andar. Esta abertura foi preenchida com uma manta cerâmica, que foi fixada na parede na tentativa de levar o fogo para a laje do primeiro andar (Fig. 4).

A armadura da laje de concreto do primeiro andar foi constituída por barras de 16mm. O concreto utilizado na laje obteve uma resistência característica aos 28 dias de 37MPa. O consumo de cimento foi, em média, de 407kg/m³ e a quantidade de água por m³ foi, em média, de 205 litros. A média de umidade residual no concreto medida sete dias antes do teste de fogo foi de 3,8% em massa.

Todos os pilares foram feitos com concreto de resistência característica aos 28 dias de 85MPa e continuam adição de sílica ativa. Para reduzir o risco de explosão sob fogo, 2,7kg/m³ de fibras de polipropileno foram adicionadas à mistura dos materiais do concreto. Esta

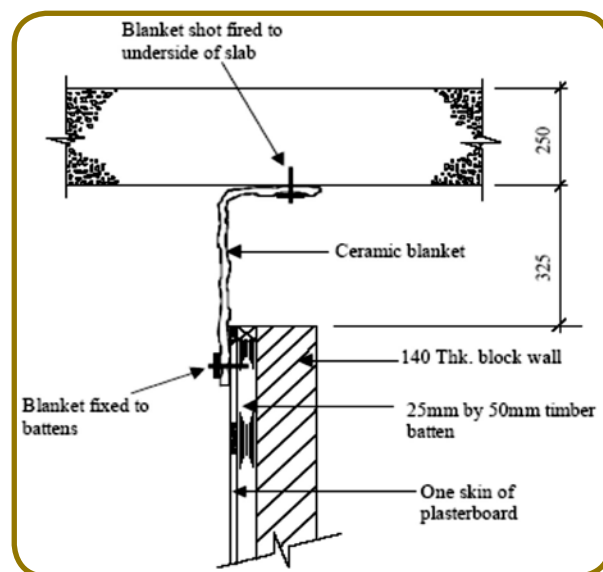


Figura 4 – Detalhe do acabamento do topo da parede do compartimento de fogo.

dosagem de fibras atendeu ao mínimo recomendado pelo Eurocode, ou seja, $\geq 2,0\text{kg/m}^3$. A umidade residual desse concreto medida sete dias antes dos testes foi de 2,2% em massa.

A especificação de projeto (Eurocode 2) para este tipo de edificação é de, no mínimo, 2,0cm de cobrimento. Para checar se este cobrimento foi conseguido em toda a estrutura foram realizados testes onde os valores da Tabela 1 foram encontrados. Esses valores confirmam o respeito às normas de estruturas sob situações de incêndio, como o Eurocode 2 e a BS8110.

As sobrecargas utilizadas nos pisos podem ser vistas na Tabela 2. O comportamento de estruturas submetidas à ação do fogo pode ser tratado como um estado limite acidental, com apropriados fatores de carga. Estes fatores são mostrados na Tabela 2 e são baseados em valores do Eurocode 2 e da BS5950.

Para representar a sobrecarga, sacos de areia,

Tabela 1 – Valores do cobrimento efetivamente encontrado na estrutura de concreto especialmente construída para os ensaios de incêndio

Structural Member (Area)	Cover to main reinforcemet (mm)
First Floor Slab: gridlines B to C and 2 to 3	22
First Floor Slab: gridlines B to C and 3 to 4	25
First Floor Slab: gridlines C to D and 2 to 3	24
First Floor Slab: gridlines C to D and 3 to 4	22
Columns D2, D3, D4; ground to first floor	42
Columns B2, B3, B4, C2, C3, C4; ground to first floor	40

Tabela 2 – Sobrecargas e ponderações das ações acidentais

Type of design load	Design load (kN/m ²)	Partial load fact at fire limit state	Design load at the fire limit state (kN/m ²)
Self weight (assuming density of 24kN/m ³)	6.0	1.0	6.00
Raised Floor	0.5	1.0	0.50
Ceiling and services	0.5	1.0	0.50
Imposed load (BS6399-1)	2.5	0.5	1.25
Partitions	1.0	1.0	1.00
Total design load at the fire limit state			9.25

pesando cada um deles 10,79kN, foram colocados no primeiro andar para atingir uma carga vertical de 3,25kN/m² em cima da área do compartimento de fogo. Adicionais sacos de areia foram colocados nos pisos superiores acima do primeiro piso para conseguir uma força axial, excluindo o peso próprio de 925kN no pilar C3 e 463kN no pilar D3.

Instrumentação foi instalada na área de teste para medir deslocamentos horizontais e verticais, temperaturas atmosféricas, temperatura na superfície do



Figura 5 – Compartimento do fogo antes da Ignição. Notar pilares do 80MPa no centro e carga térmica distribuída pelo espaço

concreto, distribuição de temperatura dentro da laje e deformações de superfícies no primeiro piso.

2.2. PROJETO DE FOGO (INCÊNDIO)

O projeto de fogo foi baseado no anexo A do Eurocode para ações de fogo. Atenção foi dada para simular, tanto quanto possível, condições reais em termos de solicitações de fogo, propriedades térmicas dos materiais utilizados e condições de ventilação.

Dois diferentes cenários de solicitação de fogo foram considerados. O primeiro cenário tratava-se de uma baixa temperatura de pico (840 °C), em longa duração (excedendo 100 minutos). O segundo cenário

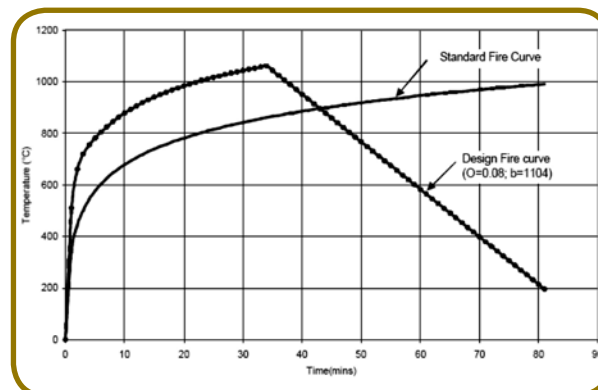


Figura 6 – Curva Tempo-Temperatura do Fogo prevista pelo Eurocode.



Figura 7 – Ignição do fogo, início do incêndio

tratava-se de altos picos de temperaturas (acima de 1000 °C), com uma curta duração, (aproximadamente 30 minutos). Esta é uma maneira de encontrar o pior

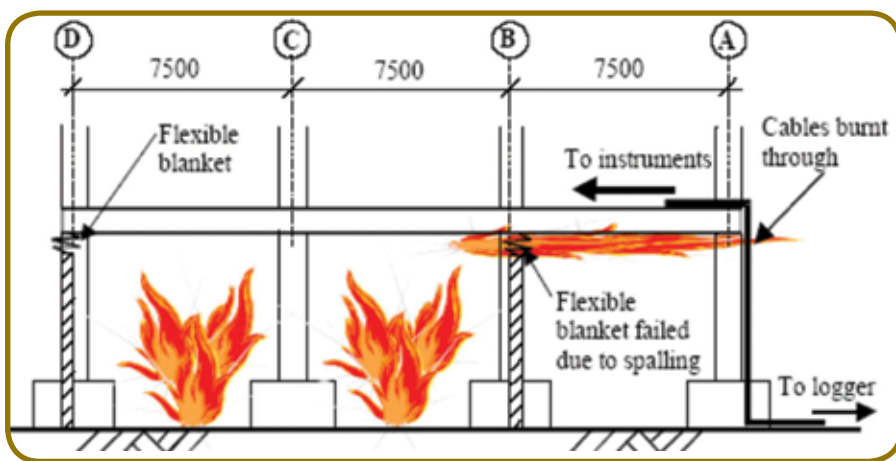


Figura 8 – Esquema provável de explicação de falha dos equipamentos no monitoramento da estrutura

cenário para este tipo de construção. A Fig. 5 mostra o compartimento antes da ignição. A curva tempo-temperatura prevista pelo Eurocode pode ser vista na Fig. 6.



Figura 9 – Efeitos do destacamento da parte inferior da laje do primeiro andar

A Fig. 7 retrata o teste no momento da ignição do fogo.

2.2.1. RESULTADOS DO TESTE E OBSERVAÇÕES

O teste foi conduzido no dia 26 de setembro de 2001 e foi acompanhado por um grande número de peritos no assunto do Reino Unido e da Europa. A instrumentação foi checada antes da ignição e foi confirmado que esta estava trabalhando satisfatoriamente. Infelizmente e, não se sabe ao certo o motivo, muitos instrumentos de monitoramento conseguiram funcionar por apenas 18 minutos, abreviando então o acompanhamento da estrutura.

O esquema da Fig. 8, tenta explicar o motivo da falha dos equipamentos de monitoramento da estrutura.

Portanto, acredita-se que toda a falha do monitoramento da estrutura ocorreu devido ao destacamento da parte inferior da laje do primeiro andar (Fig. 9), pois onde o destacamento não ocorreu, os equipamentos de monitoramento permaneceram em suas localidades (Fig. 10).

A máxima temperatura registrada e atingida durante o teste ocorreu perto do pilar B3, antes da falha dos instrumentos, sendo de 950 °C. A Fig. 11 mostra o registro da máxima e média temperatura atmosférica durante o teste de fogo.

As deformações da laje até o instante do mau funcionamento dos instrumentos de monitoramento podem ser vistas na Fig. 12.

Foi possível observar que deformações perto do centro do edifício, nas localizações V4, V5, V8, V11 e V12, mostram uma deformação praticamente constante após 15 minutos. As deformações em localizações como V6, V9 e V13, (extremidade da edificação), foram muito maiores que as do centro.

2.3. DANOS A ESTRUTURA

A estrutura não mostrou sinais de colapso durante ou após o fogo. Os deslocamentos residuais no primeiro andar são mostrados na Fig. 13.

A extensão do movimento horizontal dos pilares causada pela expansão térmica da laje aquecida, pode ser visualizada na Fig. 14.

Existiu fissuração significativa ao redor do pilar D3 (ver Fig. 15), que pode ser atribuída ao movimento da laje e o conseqüente efeito de segunda ordem do pilar.

A extensão do destacamento que expôs a armadura na parte inferior na laje do primeiro andar pode ser vista nas Figs. 16 e 17. Um total de 10 barras, com 12mm de diâmetro e 2,6m de comprimento ficaram expostas.



Figura 10 – Parte inferior da laje do primeiro andar onde não ocorreu destacamento

Examinando a área de destacamento, foi verificado que enormes forças de compressão foram induzidas na laje do primeiro andar devido à expansão térmica.

Todos os pilares, que foram feitos com concreto de auto-desempenho, se comportaram bem ao fogo não demonstrando superfície de destacamento. Isto pode ter ocorrido devido à adição de fibras de polipropileno, que teriam fundido a aproximadamente 160 °C, aliviando as pressões dos poros. Inspeção nos pilares após o teste mostrou que pequenas fissuras longitudinais de, aproximadamente, 5cm apareceram na superfície desses pilares (Fig. 18). Foi relativamente fácil para remover o concreto externo como visto na Fig. 19.

3. Discussão e Conclusões

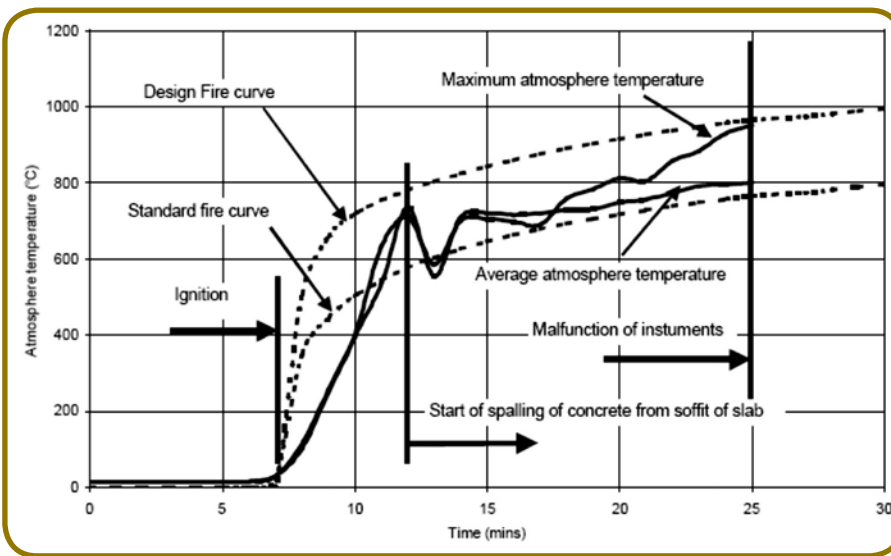


Figura 11 – Máxima e média temperatura de solicitação induzida pelo incêndio durante o ensaio

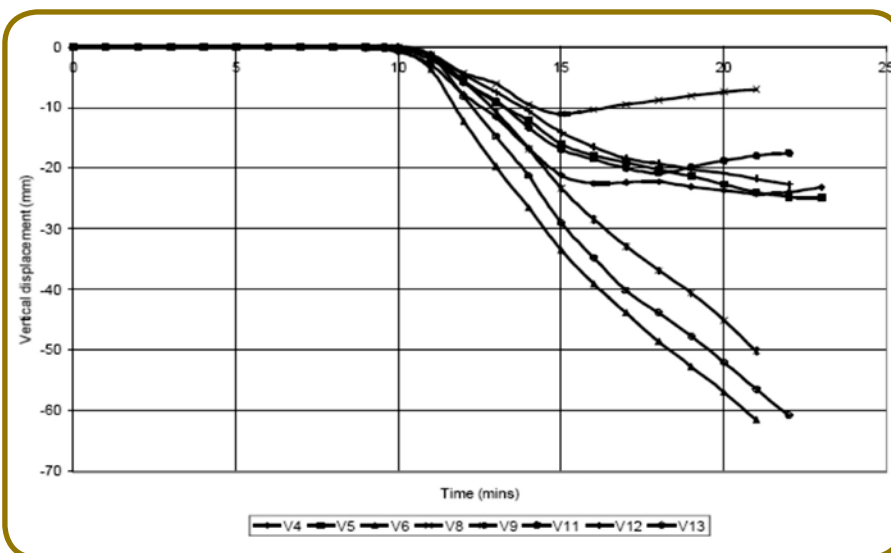


Figura 12 – Deformações verticais da laje do primeiro andar

Os resultados do teste executado, muito embora tenha havido falha em alguns equipamentos de medida, deixou uma visão holística do comportamento de edificações de concreto sob fogo. Dentre estes destacam-se:

- ◆ Ocorreu destacamento (“spalling”) extensivo na parte inferior da laje do primeiro piso, expondo a armadura. O destacamento, foi certamente ocasionado devido a altas tensões de compressão na laje, causada pela restrição a expansão térmica e as altas pressões nos poros do concreto;
- ◆ Muito embora algumas armaduras da laje tenham ficado expostas diminuindo assim a sua capacidade a flexão, não existiu perda de estabilidade do elemento laje, permanecendo o mesmo completamente estável mesmo com a aplicação de sobrecargas estáticas.
- ◆ Não foram observadas grandes deformações verticais na laje do primeiro andar, onde houve atuação simultânea fogo-sobrecarga, ou seja, mantiveram-se dentro dos estados limites de serviço exigidos pelo Eurocode 2;
- ◆ Os pilares de concreto com alta resistência à compressão e fibras de polipropileno conforme recomendado pelo Eurocode, não

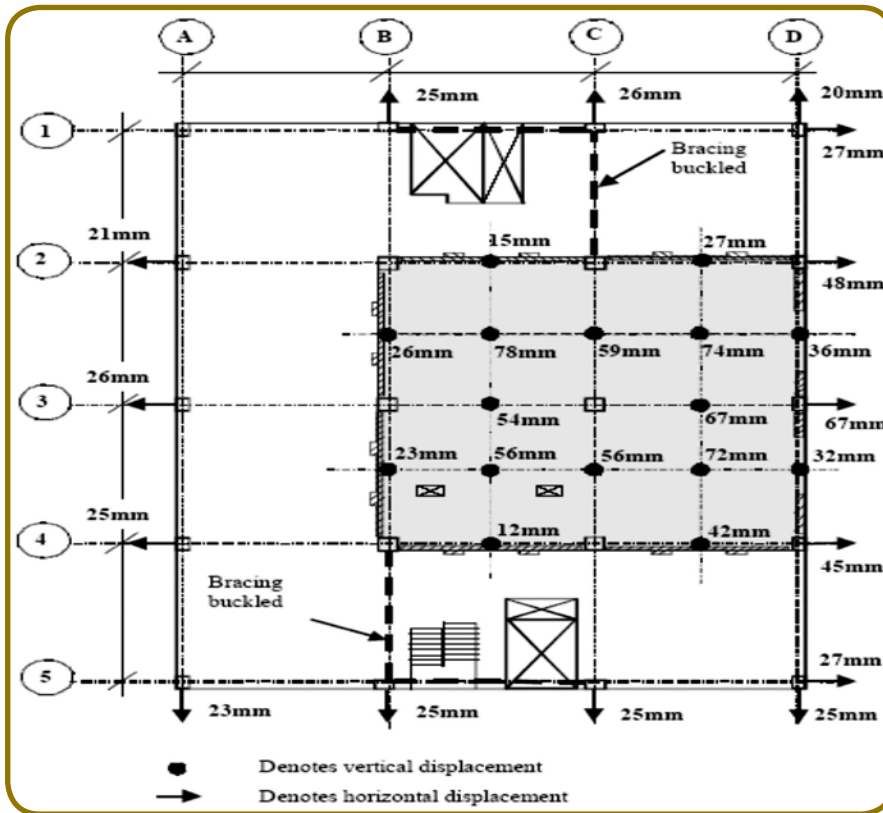


Figura 13 - Deslocamentos residuais do primeiro andar

sofreram qualquer tipo de problema, salvo pequenas fissuras superficiais;

◆ A estrutura de concreto com 37MPa em laje e 85MPa em pilares comportou-se absolutamente dentro do exigido pelo Eurocode, após mais de 100 minutos sob temperatura de mais de 840°C e 30 minutos acima de 1.000 °C.

Obs.: este artigo foi escrito pelo autor e representa sua interpretação do ensaio tomando por base farta literatura sobre este ensaio e páginas públicas veiculadas na internet, incluindo-se os artigos de LENON, T. *Whole Building Behaviour-Results of a Large Scale Tests. International Conference of Tall Buildings, 8-10 may 2003 Malaysia*, e de BAILEY, C. *Holistic Behaviour of Concrete Buildings in Fire. Paper, Institution of Civil Engineering, Structures and Buildings, august 2002, issue 3, pp 192-212.*



Figura 14 - Extensão do movimento horizontal ocasionado pela expansão térmica da laje



Figura 15 - Fissuração ao redor do pilar

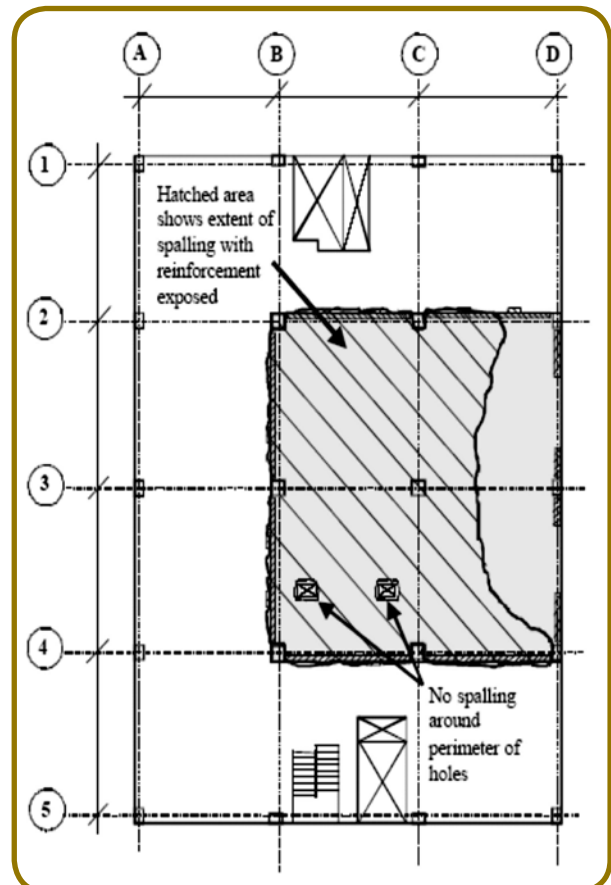


Figura 16 - Esquema da área que sofreu destacamento



Figura 17 – Foto ilustrativa da área de destacamento



Figura 18 – Quadro de Fissuração no pilar do andar térreo



Figura 19 – Concreto superficial facilmente removível dos pilares do andar térreo, no entanto, sem a presença de destacamento natural



**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.

IVC
INSTITUTO VERIFICADOR DE CIRCULAÇÃO
www.ivc.org.br | Tel.: (21) 2263-7791

Manaus realiza curso sobre Concreto de Alto Desempenho

A Regional de Manaus do IBRACON realizou, nos dias 8 e 9 de agosto, o curso "Concreto de Alto Desempenho", que contou com a



participação de 14 alunos, com duração de oito horas.

O objetivo foi apresentar os aspectos relacionados com a tecnologia dos concretos especiais, enfatizando a durabilidade do concreto de alto desempenho. Ministrado pelo Prof. Ênio Pazini, da Universidade Federal de Goiás, a grade temática foi composta pelos seguintes assuntos:

- ◆ Materiais Constituintes e Tecnologia de Produção dos Concretos Especiais
- ◆ Durabilidade dos Concretos Poliméricos
- ◆ Concretos com Fibras
- ◆ Concretos de Alto Desempenho com Adições Minerais.

O curso contou com o patrocínio da Tucana Empreendimentos Ltda, da Econcel (Empresa de Construção Civil e Elétrica Ltda), da Rota Construção e Pavimentações Ltda e da Casa da Impermeabilização.

Reunião Regional do IBRACON em Salvador

A Regional IBRACON em Salvador – BA realizou, de 7 a 9 de junho de 2006, uma reunião entre os profissionais da construção civil, empresas construtoras, empresas fabricantes de materiais, consultores na área de tecnologia do concreto, engenheiros estruturalistas, técnicos e estudantes, que contou com a participação de 120 pessoas.

O evento, que foi realizado na Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, discutiu o tema "Concreto – Resistência e Durabilidade e contou com as palestras dos seguintes profissionais:

- ◆ A importância da manutenção das estruturas de concreto – Eng.º Paulo Roberto do Lago Helene
- ◆ Aspectos críticos da protensão com cordoalhas engraxadas e plastificadas – Eng.º Antônio Carlos Reis Laranjeiras.
- ◆ Solução em estrutura mista do Salvador Shopping – Eng.º Wanderlan Paes.
- ◆ Concreto usinado x Concreto dosado em obra – Eng.º Rubens Curti.

- ◆ Experiências com a detecção, controle, prevenção e neutralização da reação álcali-agregado em concreto – Eng.º Selmo Kuperman.
- ◆ Petrografia e reatividade potencial dos agregados do Rio de Janeiro – Eng.º Ivan Ramalho de Almeida.

Por ocasião da reunião, foi homenageado o engenheiro Ney Luna Cunha, por seus serviços prestados à engenharia nacional.

Realizou-se também a apresentação de palestras técnico-comerciais, promovidas pelos patrocinadores, e a exposição de produtos e manuais.◆



Ilha Solteira realiza workshop das pesquisas sobre o concreto

A Diretoria Regional do IBRACON, a UNESP de Ilha Solteira e a CESP organizaram o workshop "Concreto: durabilidade, qualidade e novas tecnologias". O evento aconteceu no Centro Cultural de Ilha Solteira, nos dias 7 e 8 de julho.

Nos últimos dez anos, a UNESP de Ilha Solteira, com seus docentes e alunos do Curso de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação, vem trabalhando conjuntamente com o Laboratório Cesp de Engenharia Civil em pesquisas relacionadas à área de concreto e novos materiais. Projetos em comum vêm sendo desenvolvidos e atraindo a atenção da comunidade técnica que trabalha com concreto, particularmente da região noroeste do Estado de São Paulo.

Na intenção de reaproveitar alguns materiais, que são descartados na natureza, poluindo o meio ambiente, surgiram pesquisas sobre o reaproveitamento de borracha de pneus, resíduos de construção e demolição, cinza de casca de arroz e fibras de couro, entre outros, na fabricação do



concreto. Outro enfoque foi dado na pesquisa dos álcalis agregados no concreto, assim como no aproveitamento de materiais calcários em substituição a areia no concreto. A preocupação sobre o comportamento mecânico e estrutural desses concretos vem sendo uma das metas das pesquisas ora desenvolvidas.

Além dessas linhas de pesquisas, a alvenaria estrutural, o surgimento de novos tipos de concreto, como o Concreto Auto-adensável (CAA), e a avaliação das propriedades dos concretos submetidos à cura térmica também são motivos de pesquisa na UNESP em ILHA SOLTEIRA, com parceria do Laboratório CESP de Engenharia Civil.

Esses e outros temas de pesquisa foram apresentados no workshop, que contou com 150 participantes inscritos e oriundos de várias regiões dos estados de São Paulo, Paraná, Mato Grosso do Sul e Goiás, 24 trabalhos completos recebidos e aprovados e com a participação de sete palestrantes de alto nível.



Regional do Rio Grande do Norte realiza curso sobre dosagem de Concreto

A Regional do Rio Grande do Norte realizou o Curso sobre Dosagem de Concreto, durante o VIII Congresso científico da Universi-

dade Potiguar, nos dias 18 e 19 de outubro. As aulas foram proferidas pelo Prof. Henio Tinoco. O curso teve 50 inscritos.♦

Estudo de efeitos da vibração na resistência de concreto durante as obras de fundação

Susumu Niyama
Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT e
Tecnum Construtora
Jorge Batlouni Neto
Tecnum Construtora
Luis Henrique Léo
Tecnum Construtora
Alberto Collier Vianna
Apoio Assessoria de Projetos de Fundações S/C
Ltda., São Paulo

INTRODUÇÃO

Na construção de um grande empreendimento, constituído por duas torres residenciais de 30 andares cada uma, mais o térreo e 4 subsolos, num terreno de 6.084,60 m² e com uma área construída de 62.526,05 m², deparou-se com uma grande dificuldade executiva das fundações, quando se iniciou a escavação. Não obstante um número adequado de sondagens à percussão SPT e sondagens rotativas realizadas, o volume e a qualidade da rocha encontrada foram bem superiores à expectativa inicial. Isto ocorreu, em parte, devido à extrema irregularidade topográfica do maciço rochoso na área do terreno, dificultando a definição de perfis ou planos confiáveis do topo rochoso. Assim, numa decisão conjunta a Tecnum Construtora e a Large Incorporações Imobiliárias decidiram reduzir o número de subsolos de cinco para quatro, com uma redistribuição de vagas de estacionamento. O projeto de fundações, a cargo da Apoio Assessoria e Projeto de Fundações, também mereceu um detalhamento especial e uma revisão constante, à medida em que a escavação demonstrava melhor a situação do terreno.

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICA DO LOCAL

O terreno se encontra numa região denominada Alphaville, bairro no município de Barueri, junto à Rodovia Castelo Branco, distante cerca de 27 km da capital paulista.

Neste local foram realizadas 19 sondagens à percussão SPT e 6 sondagens rotativas pela En-

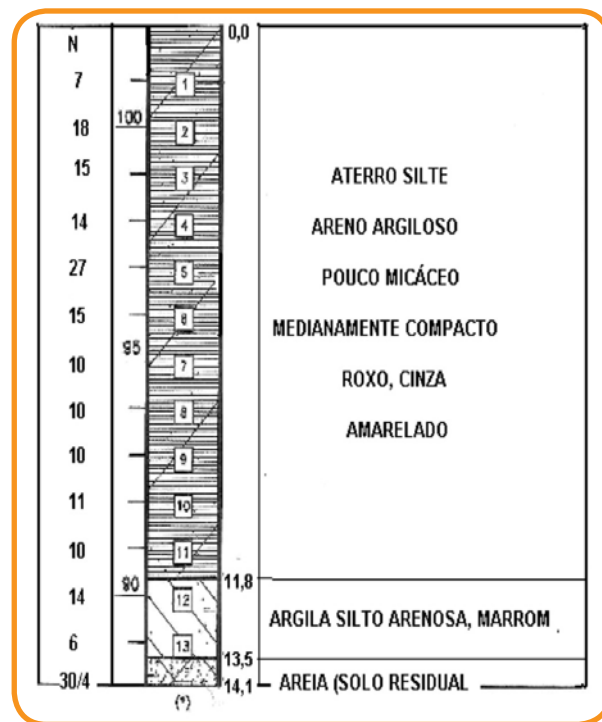


Figura 1 – Perfil do terreno a partir de uma das 19 sondagens à percussão SPT.

gesolos, que alcançaram o horizonte residual do embasamento cristalino de São Paulo, com material resultante de granitos e gnaisses, de excelente qualidade (grau de recuperação acima de 95%), porém com fraturas inclinadas, abertas e fechadas. Nas Figuras 1 e 2 são apresentados dois dos perfis obtidos nestas sondagens. Nelas é possível verificar-se uma espessa camada de aterro de silte areno-argiloso, de cor roxo e cinza amarelada. Abaixo deste aterro,

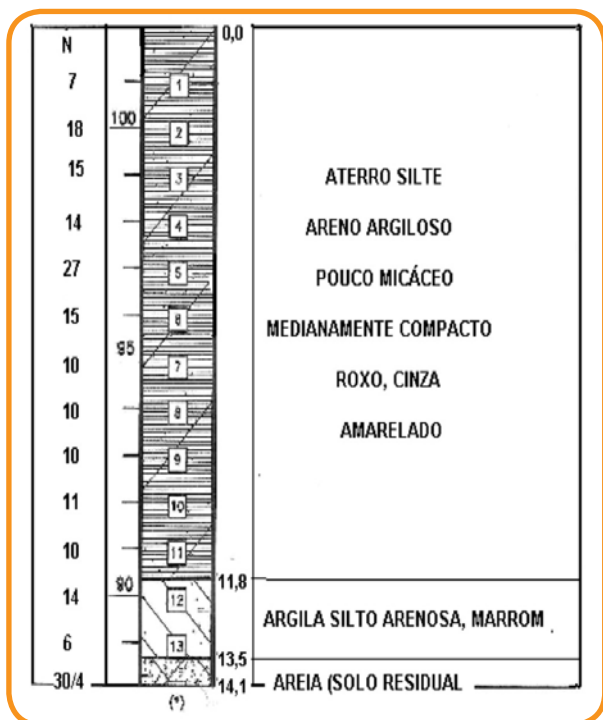


Figura 2 – Perfil do terreno a partir de uma das 6 sondagens rotativas.

quase não há transição, com a presença imediata do topo rochoso, conforme mostra a Figura 2.

CONTENÇÃO

Para a contenção da escavação, foi utilizado a solução em perfil-pranchão, com perfil de I "10", cravados a cada 1,5m aproximadamente e tirantes instalados a cada 3m de espaçamento, na vertical e na horizontal. Os perfis foram cravados no terreno até encontrar o topo rochoso. Na Foto 1 podem ser vistos os perfis cravados até o encontrar o topo rochoso. A Foto 2 mostra detalhes da ponta do perfil que sofreu desvio e até amassamento em forma de caracol, devido às ondas de compressão que, na região da ponta, praticamente dobra a força do impacto do martelo de cravação, pela presença de alta resistência na ponta.

ESCAVAÇÃO

Para se chegar à cota de projeto das fundações, foi preciso recorrer a diversos meios de escavação da rocha. Com a orientação de especialistas e empresas especializadas, foram utilizados martelotes, explosivos (pólvora e dinamite) e massa expansiva, de acordo com as melhores conveniências técnicas e ambientais. As detonações foram realizadas seguindo-se todos os procedimentos legais de



Foto 1 – Perfis cravados até o topo rochoso

segurança com os trabalhadores e a vizinhança. A escavação e transporte deste material encareceram significativamente o custo da fundação.

Nas Fotos 3 a 5 ilustram-se as dificuldades para escavar e preparar o terreno para as fundações.

FUNDAÇÃO

A fundação consistiu na sua maior parte por sapatas (aproximadamente 80% dos casos) e por estacas (restantes 20%) metálicas (trilhos) e ainda estacas raiz em algumas situações, conforme mostra a Figura 3. Como referido anteriormente, a definição



Foto 2 – Detalhe da ponta do perfil



Foto 3 – Uso do martetele para furos, pequenos desmontes e acertos de sapatas



Foto 4 – Uso da pólvora (“Fogacho”) para desmonte de blocos maiores



Foto 5 – Uso da Massa Expansiva, mais segura, boa para cortes verticais/planos, mas caras



Foto 6 – Preparação da sapata apoiada em rocha

prévia do tipo de fundação era revista na medida da necessidade.

DETONAÇÕES E CONCRETAGENS

Em face da extensão da área e do cronograma da obra, foi necessária a realização de detonações com cargas explosivas com dinamites e deflagrações com pólvora, simultaneamente às concretagens de peças estruturais da fundação, bem como pilares do subsolo. A Foto 7 mostra esta situação, a necessidade de traba-



Figura 3 – Ilustração esquemática da situação.

lhos de desmonte junto com a concretagem da estrutura. Tal fato, levantou a preocupação se as vibrações não poderiam prejudicar as peças recém-concretadas, bem como provocar danos nas vizinhanças da obra.

Como se sabe, o concreto fresco ou “verde”, em processo de cura, se submetido a vibrações pode ter sua resistência diminuída. Os efeitos



Foto 7 – Simultaneidade entre trabalhos de desmonte e de concretagem

sobre o concreto fresco dependem do nível de vibração, em termos de pico de velocidade de partícula (ppv), do tempo de cura e da distância do baricentro. Em circunstâncias desfavoráveis, a vibração pode quebrar as ligações que começam a se estabelecer entre os componentes do concreto e estas não serão mais recuperadas. Tawfiq (2003) estudando a influência da vibração induzida em estacas escavadas na obra, concluiu, através de ensaios em corpos de prova, que considerável segregação do concreto ocorria se as amostras fossem submetidas a vibrações acima de 50 mm/s, reduzindo a resistência do concreto. No caso de limites de vibração admissível para concreto fresco em cura, alguns autores pesquisados na literatura apresentam diferentes valores limites em função da idade de cura (de horas a dias) do concreto e da distância do baricentro da detonação. De algumas fontes pesquisadas, foram considerados os limites indicados por Oriard e Coulson (1980), Hulshizer e Desci, 1984 apud USACE (1995) e Furnas (1987). Os limites indicados por cada um destes autores são apresentados na Figura 4.

Neste gráfico percebe-se que existe um período, logo após a concretagem, em que os níveis de vibração tolerados são extremamente baixos. Apesar de algumas diferenças, o limite de 50 mm/s até cerca de 50 horas parece ser um valor crítico médio.



Foto 8 – IPT realizando as medições de vibração em um dos blocos nas proximidades da detonação



Foto 9 – Sismógrafo com registrador contínuo utilizado pelo IPT

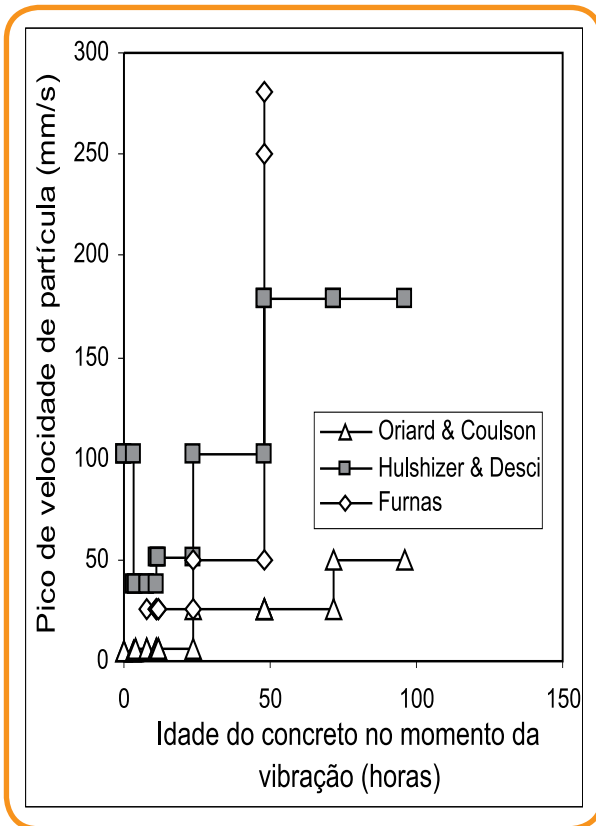


Figura 4 – Limites de vibração (mm/s) para concreto fresco segundo diferentes autores

MEDIDAS DE VIBRAÇÃO

Desta forma, passou-se a ser imprescindível conhecer o nível de vibrações que estavam sendo produzidos por detonações por dinamite e pólvora a variadas distâncias. Para tanto, foi contratado o Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT que realizou monitoramento de detonações por dinamite, por pólvora, e, ainda, aquelas produzidas pela cravação de algumas estacas de aço com ponta em rocha.

O monitoramento foi realizado utilizando-se de 3 sismógrafos simultâneos em 3 diferentes distâncias para cada detonação. Nas Fotos 8 e 9, podem ser vistos os trabalhos realizados pelo IPT nos dias 04/11/2004 e 09/04/2004.

Na Tabela 1, apresentam-se os valores obtidos no monitoramento (Relatório IPT N° 74.446-205). Para cada local de detonação, foram feitas medições em 3 pontos a distâncias variáveis, sempre na superfície superior de um bloco de fundação. Na detonação no local da fundação do pilar P3A, os pontos 1, 2 e 3 distavam, respectivamente, 3m, 10m e 22m da fonte.

A cada detonação, um mapa indicando a idade das diferentes peças concretadas foi cruzado com os níveis das vibrações. Observa-se, nesta tabela, que a velocidade de vibração foi

Tabela 1 – Resultados das medições

Pto	T		V		L		R
	mm/s	Hz	mm/s	Hz	mm/s	Hz	mm/s
1	95,5	5	62,0	30	129,0	26	149,0
2	3,17	28	4,95	>100	3,05	57	3,74
3	3,55	13	1,52	41	7,62	10	8,38
4	<3,0	-	<3,0	-	<3,0	-	-
5	<2,0	-	<2,0	-	<2,0	-	-
6	<1,0	-	<1,0	-	<1,0	-	-
7	<3,0	-	<3,0	-	<3,0	-	-
8	<2,0	-	<2,0	-	<2,0	-	-
9	<1,0	-	<1,0	-	<1,0	-	-
10	1,90	>100	3,68	73	3,17	47	4,47
11	4,95	>100	9,02	>100	2,41	73	9,56
12	3,55	38	6,60	100	8,12	50	8,64

Tipos de explosivo utilizados: dinamite (Ptos 1, 2, 3, 10, 11, 12) e; pólvora (Ptos 4 a 9).
T – transversal; V – vertical; L – longitudinal; R – resultante máxima

inferior a 10 mm/s, em geral. Apenas num dos casos verificou-se um valor de 149 mm/s, quando se detonou dinamite junto ao bloco de fundação a apenas 3m de distância.

Porém, como todas as peças estruturais na obra já haviam ultrapassado o período de 72 horas de cura, segundo o critério de Hulshizer e Desci, 1984, apud USACE (1995), não haveria maiores comprometimentos. Este critério que apresenta valores limites médios de outros pesquisadores, foi adotado na obra, ou seja a liberação de fogo, aguardando sempre o mínimo de 72 horas desde a última concretagem executada no local.

As medições com detonações por pólvora comprovaram que os níveis de vibração produzidos eram desprezíveis. Finalmente, no dia 09/04/2004, o terceiro ponto de medição (Ponto 12) foi movido para fora da obra, junto ao terreno do vizinho para avaliação de possíveis danos. O resultado obtido neste ponto, de 8,64 mm/s está abaixo dos níveis seguros de velocidade de

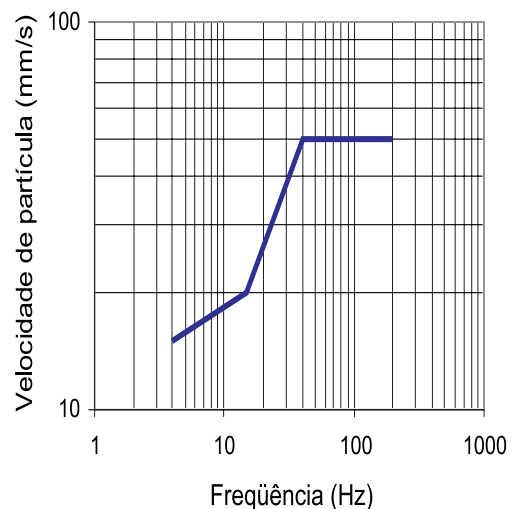


Figura 5 – Representação gráfica dos limites de velocidade de vibração de partícula de pico por faixas de frequência (ABNT NBR 9653:2005)

Tabela 2 – Níveis seguros de velocidade de partícula para estruturas civis (Bacci, 2000, adaptado de Siskind et al, apud Bacci, 2003)

Tipo de estrutura	Vp (mm/s)	
	A baixas frequências f < 40 Hz	A altas frequências f > 40 Hz
Casas modernas – paredes interiores pré-moldadas em gesso, sem revestimento	19	50
Casas velhas – paredes interiores com gesso ou revestimento de madeira	12,7	50

vibração da partícula para estruturas civis, conforme Tabela 2 abaixo apresentada por Bacci et al (2003), que faz a análise das principais normas técnicas no mundo, considerando as frequências das componentes.

A norma brasileira NBR 9653, revista em 2005, estabelece que os riscos de danos induzidos por vibração do terreno devem ser avaliados levando-se em conta a magnitude e a frequência de vibração de partícula (Vp), conforme limites apresentados numericamente na Figura 5.

O limite de velocidade de partícula, a partir do qual podem ocorrer danos, inicia-se em 15mm/s para frequências de 4Hz a 15Hz e cresce de acordo com as faixas de frequências até o limite de 50 mm/s para frequências acima de 40 Hz. Frequências altas não proporcionam danos ou riscos às estruturas civis, em função da não ocorrência do fenômeno da ressonância. No presente caso do ponto 12, nenhuma das componentes apresentou frequências inferiores 38 Hz.

CONCLUSÕES

As principais conclusões são resumidas a seguir:

- A dificuldade de escavação das fundações teve um custo adicional de cerca de R\$ 800 mil, segundo Batlouni (2005), considerando-se o custo do desmonte propriamente dito e o aumento do prazo na obra;
- A solução de engenharia, a tempo de reduzir um nível de sub-solo, foi fundamental para a viabilização econômica da obra;
- A realização de desmonte de rochas, utilizando explosivos traz muitos riscos não convencionais à obra, exigindo a contratação de empresas especializadas com comprovada competência;
- As medidas de vibração, tanto para controle de segurança de peças estruturais recém concretadas, bem como para prevenir eventuais danos às edificações vizinhas se mostraram de grande valia, além de uma boa prática a ser seguida em qualquer obra desta natureza; e
- As pesquisas na literatura e análise das vibrações permitiam concluir que após 72 horas, as detonações poderiam ser liberadas na maioria dos casos naquela obra, sem prejuízo da eventual perda de resistência do concreto fresco.◆

Referências Bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2005). NBR 9653. Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas. Norma de Procedimento. São Paulo (SP).

Bacci, D. C.; Landim, P.M.B.; Eston, S.M. e Iramina, W.S. (2003). Principais normas e recomendações existentes para o controle de vibrações provocadas pelo uso de explosivos em áreas urbanas – Parte II. Revista Escola de Minas, Ouro Preto, 56(2): 131-137, abril e junho.

Batlouni Neto, J. (2005). Fundações em Rocha: Empreendimentos em Alphaville e Tamboré. 7º Seminário de Tecnologia de Estruturas – Projeto e Produção com Foco na Racionalização e Qualidade. SindusCon-SP. São Paulo.

Furnas – Centrais Elétricas S.A. (1987). Especificações Técnicas EP – 3088, Seção IV, p. 10/102.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do IPT S/A (2005). Relatório Técnico No 74 446-205. São Paulo.

Oriard, L. L., and J. H. Coulson (1980). TVA Blast Vibration Criteria for Mass Concrete, pp 101-123, Preprint 80-175, Managing Detrimental Construction Vibrations, American Society of Civil Engineers, April 1980.

Tawfiq, Kamal (2003). Effect of Vibration on Concrete Strength During Foundation Construction. Final Report. Florida Department of Transportation. FDOT Contract BC-352-14.

USACE - US Army Corp of Engineers (1995). Engineering and Design – Evaluation and Repair of Concrete Structures. Engineering Manual EM 1110-2-2002. Chapter 3- Causes of Distress and Deterioration of Concrete. P. 3-1 a 3-5.

AGRADECIMENTOS

À Large Incorporações Imobiliárias pela autorização da publicação deste trabalho; à Tecnum Construtora pelo apoio e ao Eng. Abel Fabiani, à época no IPT, pela realização de ensaios e orientações técnicas.

Efeito do confinamento do concreto no reforço de pilares por encamisamento com concreto de alta resistência

J. B. HANAI e A. R. TAKEUTI
USP São Carlos

Resumo

Foram ensaiadas duas séries de pilares reforçados, variando-se a forma da seção transversal (circular e quadrada), a taxa de armadura transversal da camisa de reforço e a existência ou não de pré-carregamento do pilar primário (pilar existente). Os pilares de concreto armado pré-carregados, bem como os pilares de referência não pré-carregados, foram inicialmente mantidos durante 29 a 64 dias numa câmara climatizada. Os pilares pré-carregados foram reforçados por encamisamento sem que fosse retirada a força de pré-carregamento. Após mais um certo período de permanência dentro da câmara climatizada (56 a 171 dias), cada par de pilares reforçados foi ensaiado à compressão axial até a ruptura, em uma máquina universal de ensaios servo-hidráulica, com controle de deslocamento. As principais conclusões são de que, garantidas adequadas condições de confinamento do núcleo do pilar reforçado: a) a capacidade resistente do pilar primário pode ser considerada na avaliação da resistência do pilar reforçado; b) o efeito de pré-carregamento não afeta a resistência última do elemento reforçado, mas pode afetar a sua deformabilidade.

Palavras-chave: pilar, reforço, recuperação, concreto de alta resistência, confinamento.

Abstract

Two series of strengthened reinforced concrete columns were tested, varying its cross section (circular and square) and the jackets' transversal reinforcement ratio. Couples of preloaded and non-preloaded concrete columns (primary columns) were kept in a weather-controlled chamber from 29 to 64 days. Afterwards, each primary column was strengthened by a RC jacket without removing the preloading force.

After leaving specimens in chamber for an additional time (56 to 171 days), each couple was tested in a servo hydraulic testing machine. The columns were axially loaded up to collapse in a 0.005 mm/s displacement rate. The test results showed that if adequate confinement conditions are provided by the jacket's reinforcement: a) the strength contribution of primary column should be totally considered on the strengthened column's load capacity; b) preloading force acting on primary column does not affect the ultimate load capacity of strengthened column, but it can interfere in its deformability.

Keywords: column, strengthening, rehabilitation, high-strength concrete, confinement.

1 – Introdução

O reforço de pilares de concreto armado é uma intervenção que pode advir por razões diversas. Elas podem estar relacionadas a deficiências de projeto, construção e manutenção, a danos causados por acidentes de naturezas várias, como sobrecarga, choque, ação do fogo e à deterioração decorrente de fenômenos patológicos, dentre outros motivos. O reforço de pilares pode ainda ser necessário por causa de alterações nos esforços solicitantes acarretadas por mudança das condições de uso da estrutura como um todo.

Uma das técnicas mais empregadas no reforço de pilares é a de seu encamisamento com concreto armado, o que resulta em aumento da seção transversal, da resistência e da rigidez. Trata-se de um procedimento de uso corrente, com resultados de eficiência comprovada e de custo relativamente baixo.

Mesmo sendo uma técnica já consagrada, o reforço por encamisamento ainda permanece cercado de cautelas em alguns aspectos, como os comentados a seguir:

- ♦ a contribuição do pilar primário (pilar existente, a ser reforçado), que passará a fazer parte do núcleo do pilar reforçado: segundo

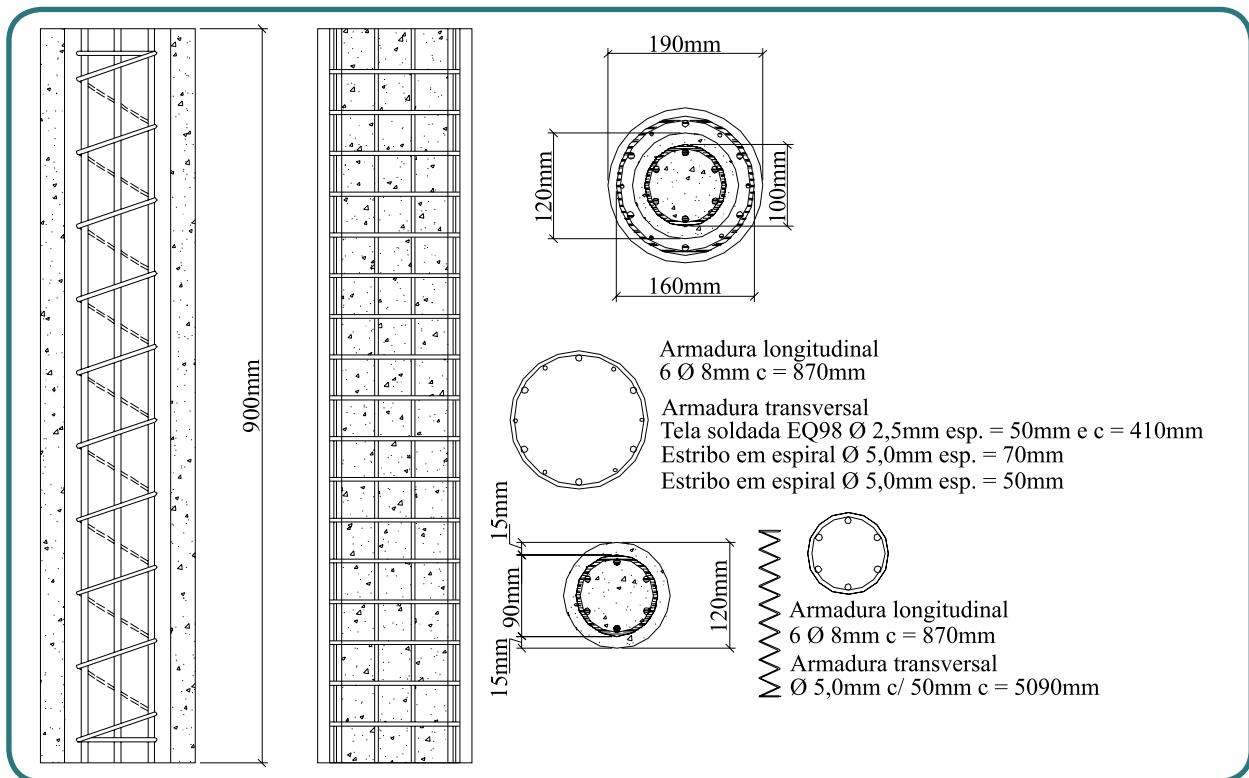


Figura 1 – Características dos pilares de seção transversal circular.

alguns autores, é recomendado desprezar tal contribuição, e dimensionar a camisa para resistir à totalidade dos esforços;

- ◆ o efeito de pré-carregamento do pilar primário: uma vez que descarregar totalmente o pilar por ocasião da execução do reforço é um procedimento freqüentemente inviável, há dúvidas sobre como o pré-carregamento influi no comportamento do elemento reforçado;
- ◆ o uso de materiais especiais na camisa, como o concreto de alta resistência: a aplicação no reforço de materiais de propriedades mecânicas muito diferentes daquelas dos materiais do pilar primário traz dúvidas quanto ao comportamento misto do conjunto.

No presente trabalho são discutidos esses aspectos, tomando como referência os resultados de pesquisas realizadas no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, sob responsabilidade destes autores (ver TAKEUTI[1], 2003).

Em artigo anteriormente publicado nesta mesma revista (HANAI, TAKEUTI E CARRAZEDO[2]), foram apresentados os conceitos básicos do efeito de confinamento em pilares, também fundamentado em resultados de pesquisas recentemente desenvolvidas neste campo.

2 – Programa experimental

Foi realizado um extenso programa experimental sobre pilares reforçados por encamisamento

completo com concreto de alta resistência, o qual abrangeu diversas variáveis:

- ◆ pilares de seção transversal circular e quadrada;
- ◆ concreto de média resistência no pilar primário (pilar a ser reforçado), com resistência entre 25 e 33 MPa;
- ◆ concreto de alta resistência na camisa de reforço, com resistência entre 54 e 82 MPa;
- ◆ três taxas de armadura transversal da camisa de reforço, inclusive com alternativa em tela de aço soldada;
- ◆ pilar primário pré-carregado ou não;
- ◆ ensaios de curta e longa duração.

Inicialmente foram executados os chamados pilares primários, com concreto de média resistência, a serem posteriormente reforçados. Uma parte desses pilares foi submetida a pré-carregamento, por meio de um dispositivo de protensão que é descrito mais adiante.

Todos os pilares foram colocados dentro de uma câmara climatizada, com controle e monitoração constante de temperatura e umidade relativa do ar. Após um certo período de permanência nessa câmara, os pilares foram reforçados por encamisamento. Os pilares que estavam pré-carregados foram reforçados sem retirada da força aplicada. Alguns exemplares não foram reforçados, para servirem como referência dos pilares primários.

Após o período de cura do concreto do reforço e de regularização de tensões no elemento misto de concreto novo e antigo, cada um dos pilares foi retirado da câmara e submetido a ensaio de curta duração numa máquina universal de ensaios

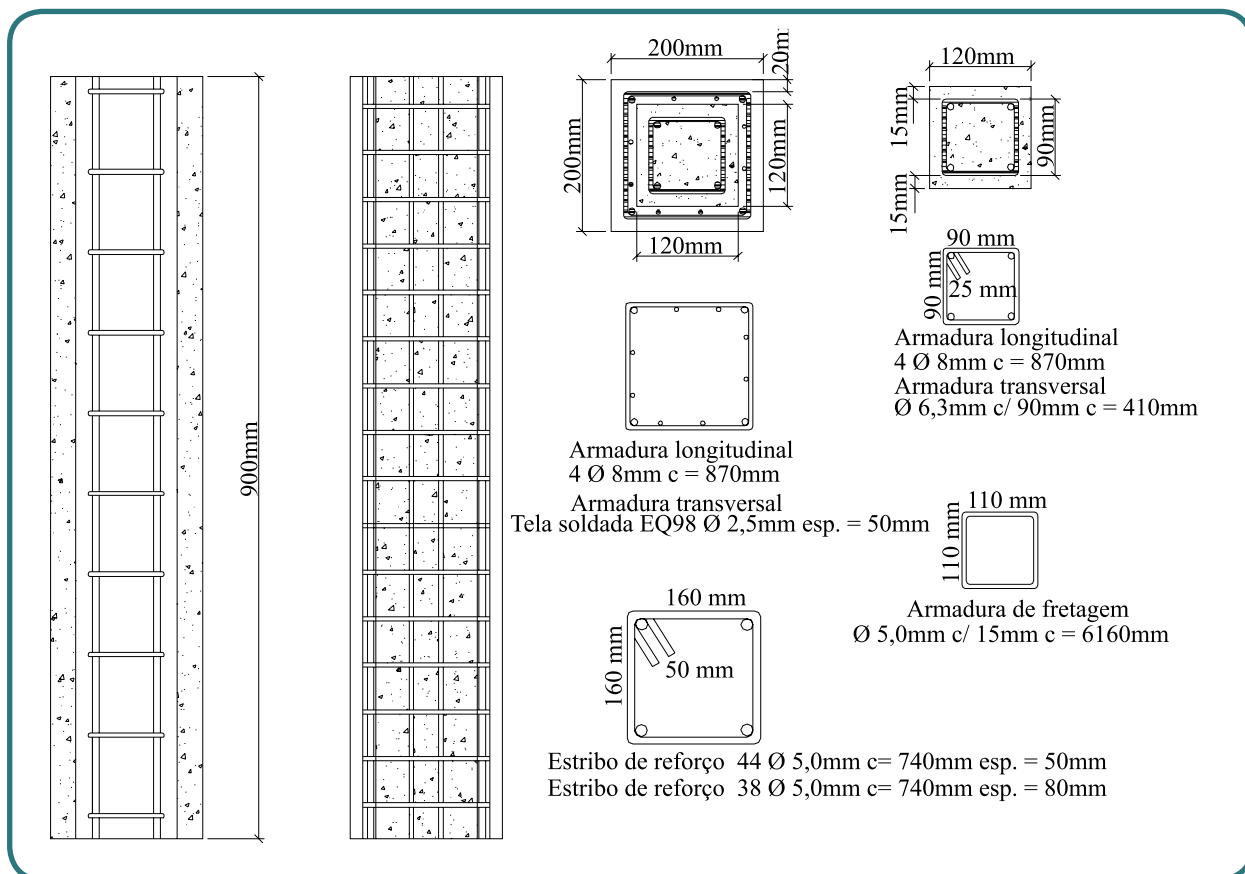


Figura 2 – Características dos pilares de seção transversal quadrada

servo-hidráulica, o qual foi efetuado com controle de deformação. Os pilares pré-carregados foram transportados para o local da máquina de ensaios e ensaiados juntamente com o dispositivo de protensão, ou seja, a força de pré-carregamento não foi retirada em nenhum momento.

Tanto durante os ensaios de longa duração como nos de curta duração, foram monitoradas as forças atuantes nos pilares e as deformações nas armaduras longitudinal e transversal dos pilares. No ensaio de curta duração, foram acrescentados ainda transdutores externos para medição de deslocamentos e deformações.

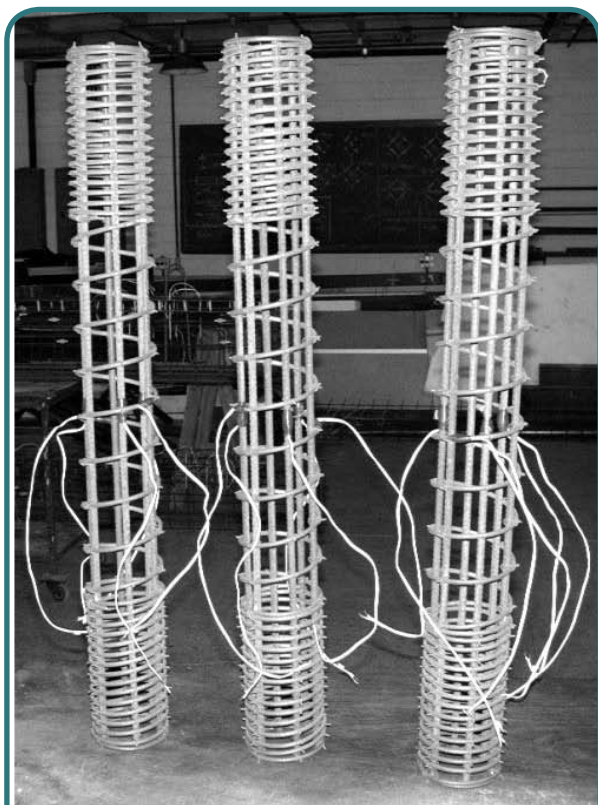
2.1 – CARACTERÍSTICAS DOS PILARES

A Figura 1 mostra as principais características dos pilares de seção circular. O pilar primário tem 120 mm de diâmetro e comprimento de 900 mm. A armadura longitudinal é de 6 barras de aço de 8 mm e a transversal helicoidal com diâmetro externo de 90 mm e fios de 5 mm espaçados de 50 mm. A camisa de reforço tem diâmetro externo de 190 mm e diâmetro interno de 120 mm (35 mm de espessura). A armadura longitudinal da camisa é de 6 barras de aço de 8 mm. A armadura transversal segue três alternativas: fios de 5 mm em hélice com espaçamento de 50 ou 70 mm e tela de aço soldada com fios de 2,5 mm e malha quadrada de 50 mm. O diâmetro externo da armadura transversal é de 160 mm.

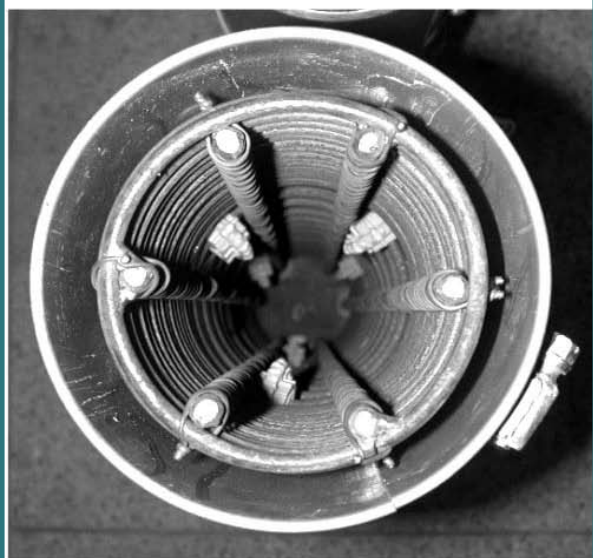
A Figura 2 mostra as principais características dos pilares de seção quadrada. O pilar primário tem 120 mm de lado e comprimento de 900 mm. A armadura longitudinal é de 4

Tabela 1 – Traços dos concretos empregados

Material	Concreto do pilar primário	Concreto da camisa
Cimento CP V ARI Plus	-	1,00
Cimento CP II E 32	1	-
Areia	2,76	1,00
Brita 1	3,24	-
Brita 0	-	1,50
Água	0,70	0,42
Sílica Ativa SILMIX	-	0,10
Superplastificante GLENIUM 51	-	0,6%



(a)



(b)

Figura 3 – Aspecto das armaduras e da fôrma dos pilares primários de seção circular - a) armaduras montadas; b) vista de topo da fôrma e da armadura

barras de aço de 8 mm e a transversal de estribos quadrados com lado externo de 90 mm e fios de 6,3 mm espaçados de 90 mm. A camisa de reforço tem lado externo de 200 mm e lado interno de 120 mm (40 mm de espessura). A



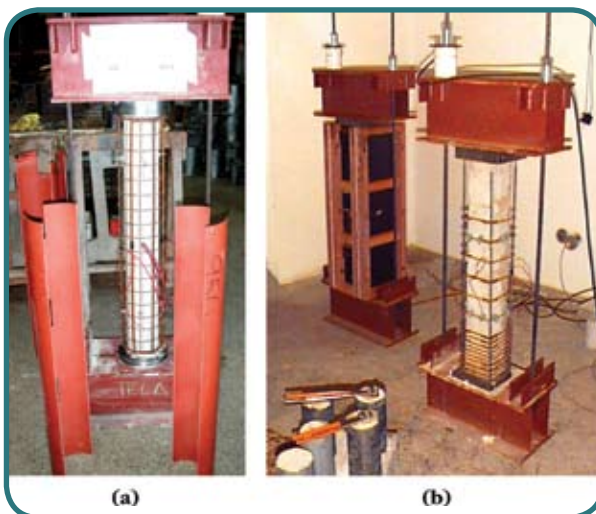
Figura 4 – Aspecto das armaduras e da fôrma dos pilares primários de seção quadrada

armadura longitudinal da camisa é de 4 barras de aço de 8 mm. A armadura transversal segue três alternativas: estribos quadrados de fios de 5 mm com espaçamento de 50 ou 80 mm e tela de aço soldada com fios de 2,5 mm e malha quadrada de 50 mm. O lado externo da armadura transversal é de 160 mm.

2.2 – ENSAIOS DE LONGA DURAÇÃO

Os ensaios de longa duração são aqui sucintamente descritos, para que se tenha idéia da seqüência completa dos ensaios. Os resultados relativos ao efeito da retração e da fluência do concreto, assim como a redistribuição de esforços e as perdas de protensão, não são discutidos neste artigo. Estes aspectos deverão fazer parte de outra matéria a ser publicada.

Os materiais para elaboração dos concretos



(a)

(b)

Figura 5 – Aspecto dos pilares pré-carregados preparados para execução da camisa de reforço - a) pilar de seção circular; b) pilar de seção quadrada

Tabela 2 – Forças de pré-carregamento e idade do concreto em cada etapa de ensaio

Pilar	Força de pré-carregamento inicial - final		Idades do concreto do pilar primário (dias)				
	Força (kN)	%	Pré-carregamento	Intervalo ↔	Moldagem da camisa	Intervalo ↔	Idade de ensaio final
C1P ¹	213,2 - 184,7	79,8	14	62	76	63	139
C1N	-	-	-	-	76	63	139
C2P	220,0 - 183,0	82,3	14	64	78	59	137
C2N	-	-	-	-	78	59	137
C3P	171,2 - 148,8	86,6	9	35	44	170	214
C3N	-	-	-	-	44	170	214
S1P ₂	165,9 - 143,8	44,3	16	33	49	57	106
S1N	-	-	-	-	49	57	106
S2P	172,6 - 138,1	46,1	20	29	49	56	105
S2N	-	-	-	-	49	56	105
S3P	207,6 - 178,7	84,0	9	34	43	171	214
S3N	-	-	-	-	43	171	214

¹ Letra C - seção circular; P - pré-carregado; N - sem pré-carregamento

² Letra S - seção quadrada (square); P - pré-carregado; N - sem pré-carregamento

foram adquiridos na região de São Carlos e a dosagem foi feita pelo modo usual. Uma particularidade é que se procurou obter um concreto mais deformável e mais sujeito à fluência para o pilar primário, visando acentuar este efeito no pilar reforçado.

A Tabela 1 mostra as proporções adotadas. Uma certa quantidade de materiais foi enviada ao Laboratório de Furnas Centrais Elétricas S.A., em Aparecida de Goiânia, GO, que prestou uma inestimável colaboração na determinação das propriedades de retração e fluência dos concretos empregados.

Os pilares primários de seção circular foram moldados em fôrmas de PVC e os de seção quadrada em fôrmas de madeira, como se ilustra nas Figuras 3 e 4.

Após um certo período de cura, cada pilar foi pré-carregado até um certo nível de sollicitação, utilizando-se um dispositivo de protensão. Este dispositivo é constituído por um par de perfis de aço e um par de cordoalhas que foram pós-traçadas. A força nas cordoalhas foi monitorada por meio de uma célula de carga vazada, disposta junto à ancoragem de uma das cordoalhas.

Cada pilar primário permaneceu sob a ação do pré-carregamento durante mais um período de tempo, quando então se efetuou a concretagem da camisa de reforço. A Figura 5

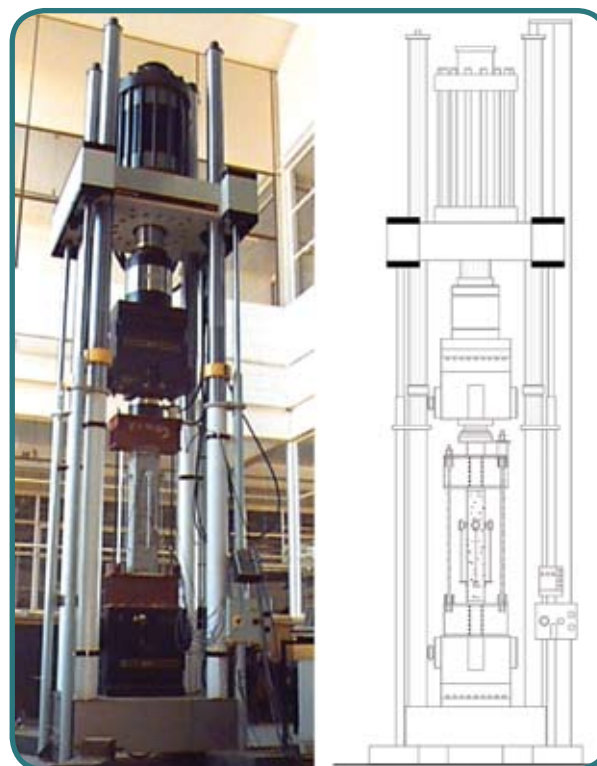


Figura 6 – Ensaio final de pilar pré-carregado na Máquina Universal

Tabela 3 – Propriedades dos pilares e resultados do ensaio final

Pilar	Resistência do concreto (MPa)	Armadura transversal (dimensões em mm)		Força máxima (kN)	Relação pré-carreg./ não-carreg.
C1P ¹		Φ5,0 c/50	tela Φ2,5 c/50	1675,9	1,07
C1N		Φ5,0 c/50	tela Φ2,5 c/50	1556,8	
C2P		Φ5,0 c/50	Φ5,0 c/70	1623,7	0,98
C2N		Φ5,0 c/50	Φ5,0 c/70	1650,4	
C3P		Φ5,0 c/50	Φ5,0 c/50	1822,2	1,08
C3N		Φ5,0 c/50	Φ5,0 c/50	1683,6	
S1P ²		Φ6,3 c/90	tela Φ2,5 c/50	1429,6	1,14
S1N		Φ6,3 c/90	tela Φ2,5 c/50	1251,8	
S2P		Φ6,3 c/90	Φ5,0 c/70	1436,6	1,11
S2N		Φ6,3 c/90	Φ5,0 c/70	1291,5	
S3P		Φ6,3 c/90	Φ5,0 c/50	1385,9	1,06
S3N		Φ6,3 c/90	Φ5,0 c/50	1303,3	

¹ Letra C - seção circular; P - pré-carregado; N - sem pré-carregamento

² Letra S - seção quadrada (square); P - pré-carregado;

N - sem pré-carregamento $f_{y,lon} = 611,2$ MPa - resistência de escoamento da armadura longitudinal;

$f_{y,tra} = 724,0$ MPa - resistência de escoamento da armadura transversal, no caso de fios;

$f_{y,tra} = 633,8$ MPa - resistência de escoamento da armadura transversal, no caso de telas.

* todos são valores médios.

mostra o aspecto dos pilares pré-carregados sendo preparados para o reforço. Pilares análogos que não foram pré-carregados também foram reforçados na mesma ocasião.

Apresenta-se na Tabela 2 os valores da força de pré-carregamento, tanto o seu valor inicial na data de aplicação como o valor final, que foi diminuído em função da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão. Indica-se também o valor percentual das forças de pré-carregamento em relação à capacidade resistente estimada dos pilares primários. Esta tabela mostra ainda a idade do concreto de cada pilar primário por ocasião da aplicação do pré-carregamento, da execução do reforço e da realização do ensaio final até a ruptura do pilar reforçado.

2.3 – ENSAIOS DE CURTA DURAÇÃO

Após a realização de todos os procedimentos dos ensaios de longa duração resumidamente relatados no item anterior, cada pilar foi submetido ao ensaio final de curta duração. Este ensaio foi executado na Máquina Universal de Ensaio INSTRON Modelo 8506/Custom, como se ilustra na Figura 6. No caso de pilares pré-carregados, o conjunto todo,

constituído pelo pilar e pelo dispositivo de protensão foi transportado até o local de ensaio, sem efetuar o descarregamento.

Um vez feito o posicionamento do conjunto e a instalação dos instrumentos de medição externos ao pilar, o ensaio foi realizado aplicando-se a força diretamente sobre os perfis utilizados no pré-carregamento, a uma velocidade de deslocamento de 0,005 mm/s até o final do ensaio. Os dados sobre forças, deslocamentos e deformações foram registrados por meio do sistema de aquisição de dados VISHAY – Measurements Group – System 5000.

A Tabela 3 apresenta os valores da resistência média dos concretos obtidos na data do ensaio final, resume dados da armadura transversal e relaciona os valores registrados da força máxima resistida pelos pilares reforçados. Apresenta também a relação entre os valores da força máxima no caso de pilares que foram pré-carregados e aqueles que não o foram.

Observa-se pelos resultados obtidos que, exceto apenas um caso, todos os pilares pré-carregados mostraram resistência superior à dos pilares que não foram pré-carregados. A diferença percentual de capacidade de carga ficou entre 2% a 14% dos valores. Portanto, pode-se

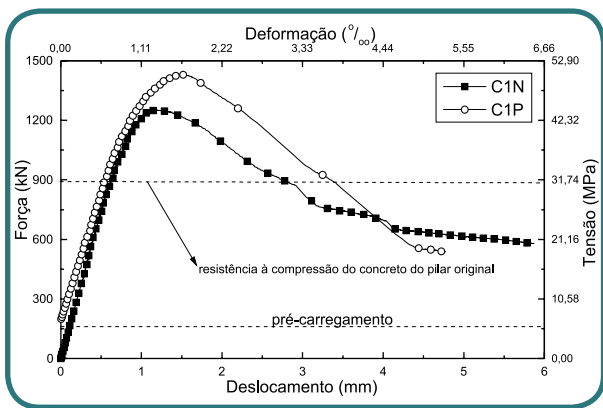


Figura 7 – Diagramas força-deslocamento - pilares C1N e C1P (seção circular)

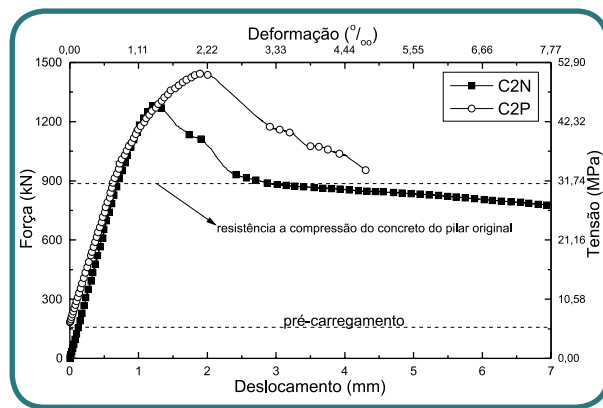


Figura 8 – Diagramas força-deslocamento - pilares C2N e C2P (seção circular)

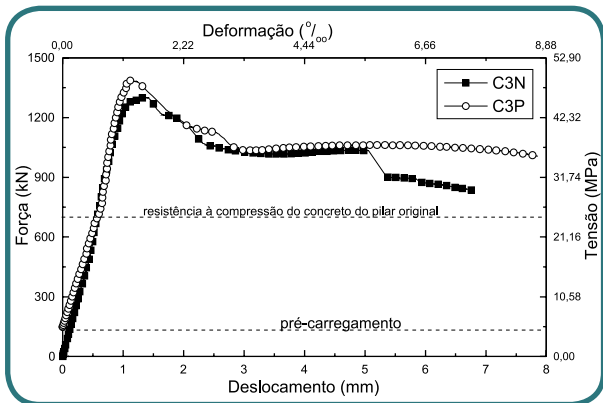


Figura 9 – Diagramas força-deslocamento - pilares C3N e C3P (seção circular)

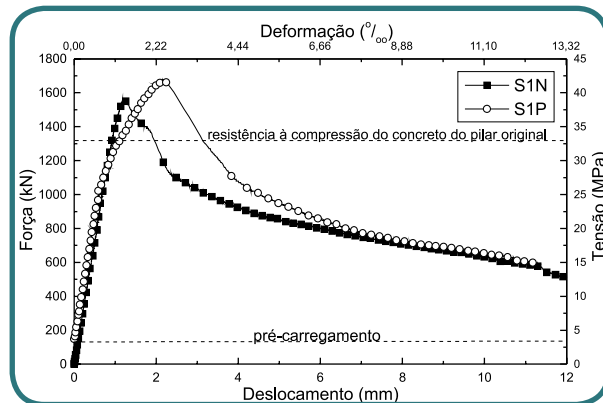


Figura 10 – Diagramas força-deslocamento - pilares S1N e S1P (seção quadrada)

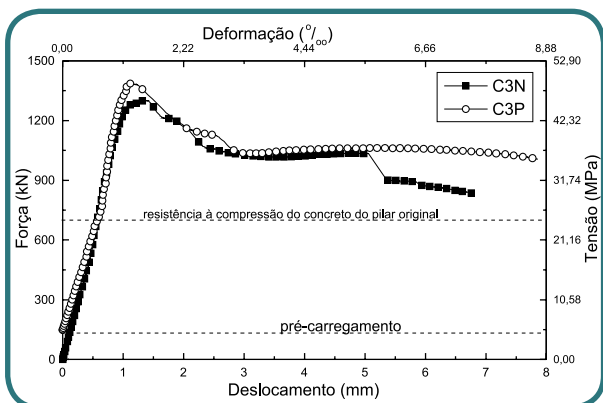


Figura 11 – Diagramas força-deslocamento - pilares S2N e S2P (seção quadrada)

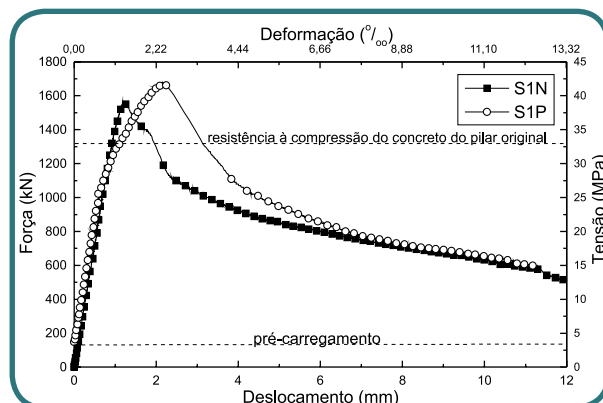


Figura 12 – Diagramas força-deslocamento - pilares S3N e S3P (seção quadrada)

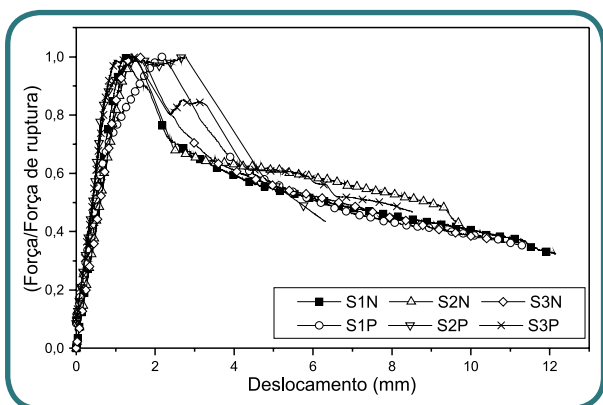


Figura 13 – Diagramas força relativa-deslocamento - Série 1 (seção circular)

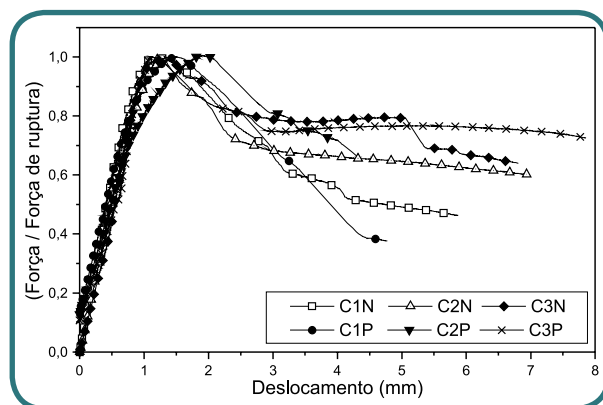


Figura 14 – Diagramas força relativa-deslocamento - Série 2 (seção quadrada)

dizer que a introdução do reforço em um pilar em serviço (pré-carregado) não afetou a capacidade resistente final, mesmo no caso em que o pré-carregamento chegou a 86% da resistência estimada do pilar primário.

Nas Figuras 7 a 12 são apresentados diagramas força-deslocamento relativos aos ensaios realizados. Os seguintes aspectos podem ser destacados:

- o comportamento dos pilares com e sem pré-carregamento é semelhante, especialmente antes de chegar ao valor da carga correspondente à resistência do pilar primário. Tal comportamento é ainda mais próximo no caso de seção transversal circular, possivelmente devido à melhor distribuição das pressões de confinamento;
- em alguns casos, os pilares pré-carregados de seção quadrada demonstram maior deformabilidade após atingir a tensão máxima do concreto do pilar primário (ver Figuras 10 e 11). Isto possivelmente se deve ao nível de dano introduzido no concreto dos pilares primários, e também à menor eficiência dos estribos de forma quadrada no efeito de confinamento;
- à medida que se aumenta a taxa de armadura transversal existe a tendência de diminuir a deformabilidade do pilar antes do pico de resistência e de aumentar a ductilidade depois deste pico. A eficiência dos estribos de seção quadrada mostrou-se menor devido à distribuição não-uniforme da pressão lateral de confinamento;
- a armadura transversal de telas soldadas mostrou-se eficiente, apesar dela ser constituída neste caso de fios de pequeno diâmetro.

Para observar melhor a ductilidade dos pilares reforçados em função da eficiência das armaduras transversais de reforço, são mostrados

os diagramas das Figuras 13 e 14. Para eliminar a influência da diferença de resistência dos concretos, foram comparados todos os modelos com seus históricos de aplicação de força divididos pelo maior valor de força registrado durante o ensaio.

Analisando os gráficos das Figuras 13 e 14, é possível verificar que no caso de pilares de seção quadrada, mesmo aumentando a taxa de armadura transversal, o ganho de ductilidade é relativamente pequeno. No caso de pilares de seção circular, aumentando-se a taxa de armadura transversal aumenta-se a ductilidade de modo mais significativo.

3 - ANÁLISE TEÓRICA

A capacidade resistente última de pilares reforçados pode ser estimada a partir das equações de equilíbrio de forças longitudinais, admitindo-se aderência perfeita entre aço e concreto. Entretanto, de acordo com estudos anteriores, quando se utiliza concreto de alta resistência em pilares, é conveniente desprezar a contribuição do concreto do cobrimento. Isto é, deve-se considerar como seção transversal resistente apenas a área interna ao perímetro definido pela armadura transversal. Este critério pode ser expresso por:

$$F_u = A_{c,int} f_{c,cam} + A_{c,prim} f_{c,prim} + A_{s,bar} f_{y,bar} + A_{s,tel} f_{y,tel} \quad \text{(Equação 1)}$$

onde:

F_u = capacidade resistente última do pilar;
 $A_{c,int}$ = área interna da camisa entre a armadura transversal e a seção do pilar primário;

Tabela 4 – Modelos teóricos de confinamento

Autor	f_{co} (resistência à compressão do concreto confinado)	
CUSSON & PAULTRE ³	$f_{cc} \cdot \left[1 + 2,1 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_{cc}} \right)^{0,7} \right]$	(Equação 2)
SAATACIOGLU & RAZVI ⁴	$f_{cc} + \left(6,7 \cdot (f_{le})^{-0,17} \right) f_{le}$	(Equação 3)
FRANGOU et al. ⁵	$f_{cc} \cdot (1,125 + 1,25\alpha\omega_n)$ $\alpha\omega_w \geq 0,1$	(Equação 4)
	$f_{cc} \cdot (1 + 2,5\alpha\omega_w)$ $\alpha\omega_w \geq 0,1$	(Equação 5)

f_{cc} = resistência à compressão do concreto (ensaio uniaxial em corpos-de-prova cilíndricos)

Tabela 4 – Modelos teóricos de confinamento

Autor	f_{co} (resistência à compressão do concreto confinado)	
CUSSON & PAULTRE ³	$f_{cc} \cdot \left[1 + 2,1 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_{cc}} \right)^{0,7} \right]$	(Equação 2)
SAATACIOGLU & RAZVI ⁴	$f_{cc} + (6,7 \cdot (f_{le})^{-0,17}) \cdot f_{le}$	(Equação 3)
FRANGOU et al. ⁵	$f_{cc} \cdot (1,125 + 1,25\alpha\omega_n)$ $\alpha\omega_w \geq 0,1$	(Equação 4)
	$f_{cc} \cdot (1 + 2,5\alpha\omega_w)$ $\alpha\omega_w \geq 0,1$	(Equação 5)

f_{cc} = resistência à compressão do concreto (ensaio uniaxial em corpos-de-prova cilíndricos)

$f_{c,cam}$ = resistência à compressão do concreto da camisa;

$A_{c,nuc}$ = área da seção do pilar primário;

$f_{c,nuc}$ = resistência à compressão do concreto do pilar primário;

$A_{s,bar}$ = área da seção da armadura longitudinal na camisa e no pilar primário;

$f_{y,bar}$ = resistência de escoamento da armadura longitudinal;

$A_{s,tel}$ = área da seção dos fios longitudinais da tela de aço, quando houver;

$f_{y,tel}$ = resistência de escoamento dos fios da tela de aço.

Deve-se salientar que na Equação 1 o efeito de confinamento do concreto não está sendo considerado.

Diversos pesquisadores (como CUSSON & PAULTRE[3]; SAATACIOGLU & RAZVI[4] e FRANGOU et. al[5]) propuseram modelos teóricos que levam em conta as características do concreto e das armaduras, e assim consideram o efeito de confinamento, como já explicaram HANAI, TAKEUTI

e CARRAZEDO[2]. Os modelos propostos estão sintetizados na Tabela 4.

As Tabelas 5 e 6 mostram os resultados das estimativas teóricas da capacidade resistente última dos pilares, obtidas pela aplicação das Equações 1 a 4. Pode-se notar que os modelos de confinamento fornecem valores mais próximos dos experimentais do que o dado pela Equação 1.

Destaca-se portanto o aspecto importante de que mesmo com o pilar primário pré-carregado e portanto sujeito a valores elevados de deformação prévia, pode-se perfeitamente considerar sua participação na capacidade resistente do pilar reforçado. Tal fato é praticamente decorrente do efeito do confinamento, de modo similar ao caso de reforço com tubos de aço e tecidos de fibra de carbono. Nestes últimos casos, independentemente da classe de resistência ou do tipo de material utilizado no núcleo, enquanto este se mantiver confinado o pilar terá capacidade de suporte.

Tabela 5 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais da capacidade resistente última - Série 1

Força última	Teórico/Experimental					
	S1P	S1N	S2P	S2N	S3P	S3N
Experimental	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Equação 1	0,79	0,84	0,97	0,96	0,82	0,89
Equação 2	0,82	0,87	1,01	1,00	0,87	0,95
Equação 3	0,84	0,90	1,03	1,02	0,90	0,97
Equação 4	0,80	0,86	0,99	0,98	0,85	0,92

Tabela 6 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais da capacidade resistente última - Série 2

Força última	Teórico/Experimental					
	C1P	C1N	C2P	C2N	C3P	C3N
Experimental	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Equação 1	0,94	1,07	0,87	0,97	0,94	1,00
Equação 2	0,95	1,08	0,94	1,01	1,01	1,07
Equação 3	0,94	1,07	0,88	0,97	0,95	1,01
Equação 4	0,95	1,08	1,02	1,05	1,15	1,19

4 – CONCLUSÕES

No reforço de pilares por encamisamento, uma vez garantidas adequadas condições de confinamento, pode-se admitir como válidas as observações seguintes:

- ◆ a capacidade resistente do pilar primário pode ser totalmente considerada na avaliação da resistência do pilar reforçado;
- ◆ o efeito de pré-carregamento de um pilar a ser reforçado não afeta a resistência última do elemento reforçado, mas pode afetar a sua deformabilidade.

Outros comentários conclusivos podem ser destacados:

- ◆ o efeito de confinamento é particularmente importante para que o pilar primário (núcleo) mantenha a sua capacidade resistente durante todo o processo de pré-carregamento (dele mesmo) e posterior deformação da camisa de reforço até a ruptura;
- ◆ a ductilidade dos pilares reforçados de seção circular mostrou-se mais evidente nos elementos com maior taxa de armadura transversal.

Os pilares de seção quadrada não apresentaram acréscimo significativo de ductilidade, possivelmente pela menor eficiência dos estribos quadrados no efeito de confinamento;

- ◆ alguns dos pilares pré-carregados de seção quadrada mostraram uma deformabilidade maior, em função da danificação prévia do concreto do pilar primário e da menor eficiência dos estribos de forma quadrada.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às seguintes instituições pelo apoio dado às pesquisas que subsidiaram este artigo: FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo; CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico; Furnas Centrais Elétricas S.A. – Laboratório Central; MBT Brasil Indústria e Comércio Ltda.; Weiler-C. Holzberger & Cia. Ltda.; Holcim Brasil S.A.; Gerdau S.A.; Silmix/Camargo Corrêa Cimentos S.A.; Indústria e Comércio Cardinali Ltda. e Jeruelplast Artefatos Plásticos Ltda. ◆

Referências Bibliográficas

- [1] TAKEUTI, A.R. (2003) Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho. São Carlos, 2003: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas. Tese de Doutorado, orientador: João Bento de Hanai.
- [2] HANAI, J.B.; TAKEUTI, A.R.; CARRAZEDO, R. (2003). Efeito do confinamento do concreto na capacidade resistente e na ductilidade de pilares. Revista Concreto, 2003.
- [3] CUSSON, D., PAULTRE, P. (1994). Confinement model for high-strength concrete tied columns, University of Sherbrooke, October, 1994, (SMS-93/02) 54 pp.
- [4] RAZVI, S. R.; SAATCIOGLU, M. (1994). Strength and deformability of confined high-strength concrete columns, ACI Structural Journal, V.91, No.6, Nov-Dec. 1994, pp.678-687.
- [5] FRANGOU, M.; PILAKOUTAS, K.; DRITSOS, S.E. Structural repair/strengthening of R.C. columns, Construction and Building Materials. V. 9, No.5, 1995, pp.259-265.



Petronas Tower: imenso *radier* distribui as cargas dos pilares da estrutura

O Petronas Tower, situado na cidade de Kuala Lumpur, na Malásia, mantém o recorde das torres gêmeas mais altas do mundo (452m). Sua estrutura, formada por 16 colunas e por vigas circulares de concreto de alta resistência, apóia-se numa fundação executada em barretes com profundidade de 40 a 110m, usando bloco/radier de 4,5m de altura, para distribuição das cargas. Ao todo, o radier consumiu 13200m³ de concreto.

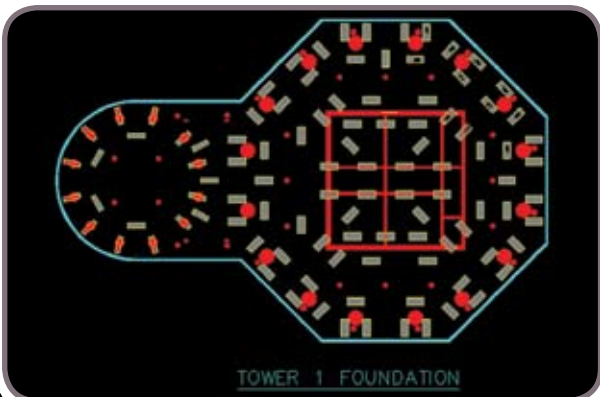
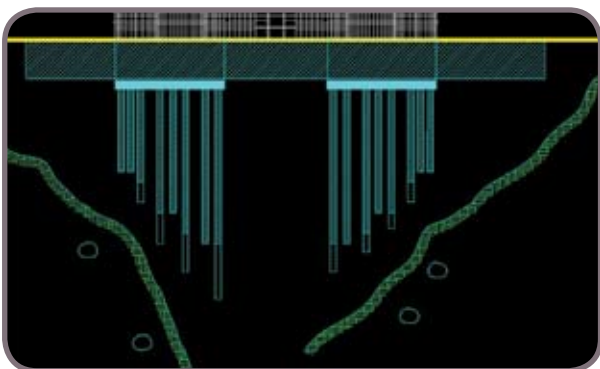
A concretagem da fundação foi contínua, durando 50 horas, no qual houve total controle de qualidade das características do concreto: temperatura; retração; etc. A resistência final atingiu 60MPa.

DADOS TÉCNICOS

Engenheiro Geotécnico: Ranhell Bersekutu

Consultoria Geotécnica: STS Consultant

Volume: 13.200 m³

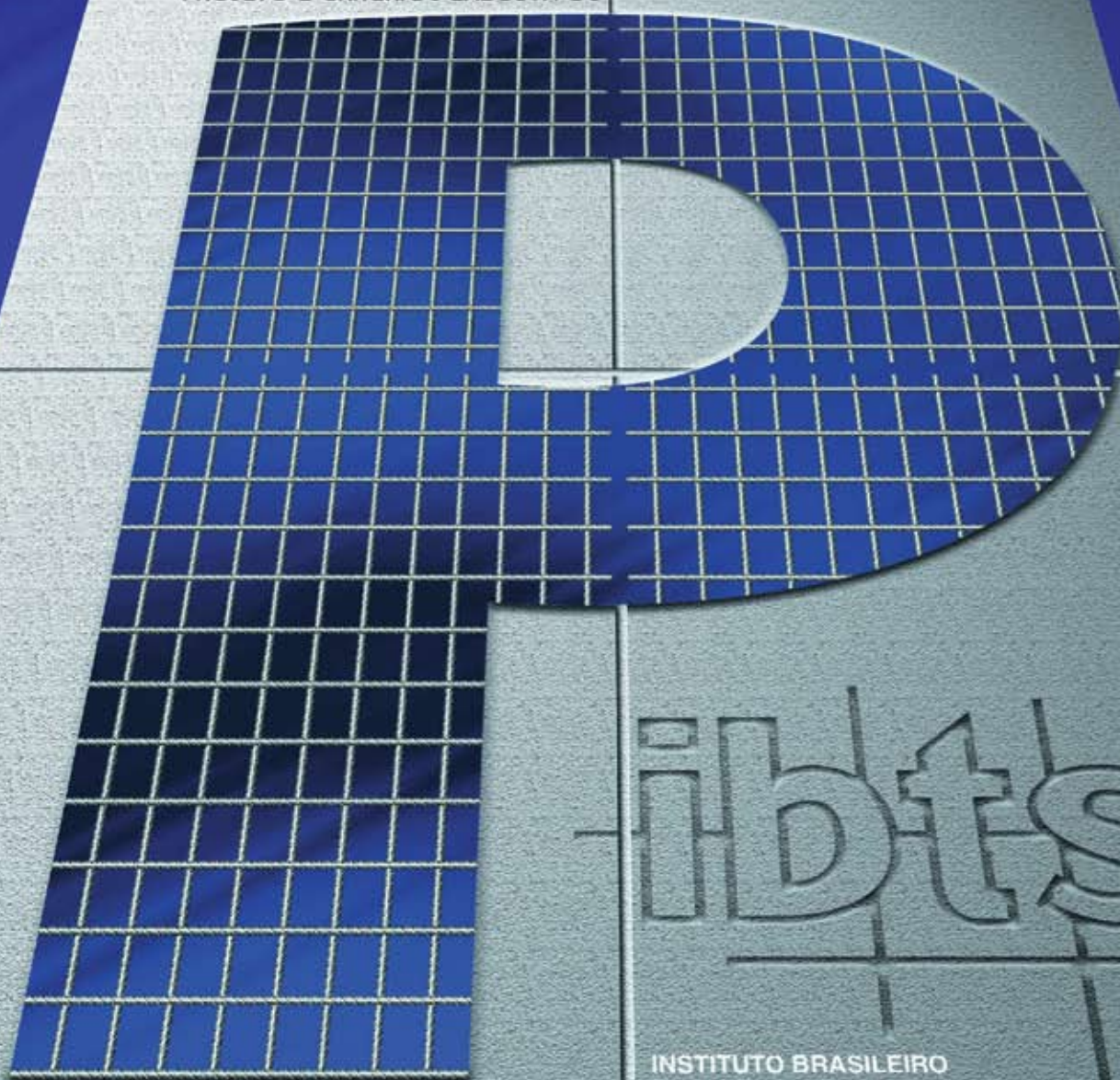


**Chegou
a 2ª Edição!**

Mais uma publicação IBTS

**Uma base técnica para projetos
de Pavimentos Industriais**

Pavimentos Industriais de Concreto Armado
PROJETO E CRITÉRIOS EXECUTIVOS



INSTITUTO BRASILEIRO
DE TELAS SOLDADAS

www.ibts.org.br - ☎ (11) 3826-5954

Centro Empresarial Nações Unidas – CENU demandou rigoroso controle tecnológico na concretagem de suas fundações

Desenvolvido pelos arquitetos Marc Rubin e Alberto Botti, o CENU foi concebido para incorporar o conceito avançado de escritório e constituir-se como marco no eixo da Marginal Pinheiros, em São Paulo. São três torres que compõem o partido principal – a torre Oeste, a Norte e a Leste – destacando-se a torre Norte como a mais alta (164m).

As escavações do terreno atingiram 20m de profundidade e o radier octogonal, com 4m de altura, consumiu 2624m³ de concreto. A sua concretagem durou 72 horas ininterruptas e, por meio de ensaios para o controle de temperatura da concretagem do bloco central de fundações, foi possível atingir as resistências definidas em projeto. A responsabilidade do controle tecnológico de lançamento do concreto das fundações foi feito pela consultora Maria Noronha.

Grande parte da carga da torre Norte, cerca de 62 mil toneladas, está concentrada no centro do edifício, que coincide com um grande bloco de fundação, enquanto as cargas sobre os pilares periféricos da torre não ultrapassam 4 mil toneladas.

O CENU insere-se na lista dos 39 edifícios com classificação AA (alta tecnologia). A área total construída ultrapassa 300 mil m².

DADOS TÉCNICOS

Concreto de alto desempenho: 35 a 50MPa na torre Norte; e 25MPa nas torres Oeste e Leste
138m (torres Oeste e Leste); 180m (torre Norte)

Volume: 2624 m³

EQUIPE TÉCNICA

Arquitetura: Marc Rubin e Alberto Botti

Fundações: Consultrix

Estrutura de concreto armado: Júlio Casoy e Mário Franco

Construtora: Construtora AKYO (Grupo Suares) ♦



A inspiração é sua.
A solução em aço é nossa.

Da fundação à cobertura. Da estrutura à fachada. Do projeto à realização.
As soluções em aço Belgo-Arcelor Brasil estão em todas as etapas da
construção civil. Soluções completas que aliam segurança, inovação,
economia e preservação do meio ambiente.

Para a Belgo-Arcelor Brasil, construir em aço significa mais que
levantar edifícios. Significa construir um mundo melhor.

Belgo-Arcelor Brasil. Soluções em aço para um mundo melhor.

 FALE COM A BELGO
08000 151221
www.arcelor.com.br

 **BELGO**
Grupo Arcelor



Esta foto é para quem acha que os nossos produtos estão presentes apenas em pequenas obras.



Com uma linha de mais de 120 produtos, a Vedacit/Otto Baumgart está presente há 70 anos também nas maiores obras do Brasil, como a Rodovia dos Imigrantes, a Ponte do Rio Guamá e o Rodoanel. Estamos em constante atualização e empenhados em oferecer soluções para os mais diversos tipos de obra.

Foto: Hidrelétrica de Tucuruí.

